



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRÁNSITO

**TEMA: TRÁNSITO, TRANSPORTE COLECTIVO
Y MEDIO AMBIENTE**

COORDINADOR GENERAL: ING. ROMAN VÁZQUEZ BERBER

COORDINADOR DEL MODULO IV: DR. GUIDO RADELAT E.,

**EXPOSITOR: M EN C ARTURO CORONADO GARCÍA.
JUNIO 1997**

10

11

12

13

14

15

16

17

18

CONTENIDO

	pág.
1.- INTRODUCCION.....	3
1.1.- PROPOSITOS Y ALCANCES.....	3
1.2.- EL CONCEPTO DE ANALISIS DE IMPACTO...	4
2.- LEYES Y REGLAMENTOS AMBIENTALES.....	4
3.- EL CONCEPTO DE MODELOS DE PREDICCION.....	5
4.- ANALISIS DEL RUIDO.....	6
4.1.- EFECTOS.....	7
4.2.- MUESTREO.....	9
4.3.- CALCULO DEL RUIDO.....	11
4.4.- MITIGACION.....	12
5.- CALIDAD DEL AIRE.....	14
5.1.- PARTICULAS.....	14
5.2.- OXIDOS DE AZUFRE.....	18
5.3.- HIDROCARBUROS.....	20
5.4.- OXIDOS DE NITROGENO.....	23
5.5.- MONOXIDO DE CARBONO.....	26
5.6.- OXIDANTES FOTOQUIMICOS.....	28
5.7.- PLOMO.....	30
5.8.- OLORES.....	31
5.9.- MITIGACION.....	32
6.- IMAGEN URBANA.....	34
7.- METODOLOGIA PARA EVALUAR EL IMPACTO AL MEDIO AMBIENTE.....	37

1.- INTRODUCCION

La historia de la humanidad podría dividirse en dos grandes épocas: la del dominio de la naturaleza sobre el hombre y la del dominio del hombre sobre la naturaleza, ésta se inicia cuando el hombre es capaz de manipular herramientas que le permiten la transformación de la naturaleza y con ello la evidencia de las posibilidades humanas de transformar su propio grupo social.

Este hecho constituye una de las revoluciones más grandes en la humanidad, que gracias al progreso de la ciencia y la técnica ha llegado a límites inesperados, a una verdadera revolución continua y a la evidencia también permanente y prospectiva del inmenso poderío de la humanidad sobre la naturaleza, que hace al hombre capaz de transformarla radicalmente.

Pero si bien es cierta tal dimensión de la actividad transformadora del hombre, cabría preguntarse. ¿Hemos sido capaces de valorar objetivamente nuestro entusiasmo ante las victorias logradas sobre la naturaleza? ¿Hemos sido nobles con la entidad dominada? ¿Hemos sido capaces de prever las consecuencias últimas de nuestra injerencia en el equilibrio de la naturaleza?

Hoy mas que nunca resulta forzoso dilucidar estas cuestiones. Con esta perspectiva, el binomio hombre-naturaleza encuentra su fundamento y nos permite buscar las soluciones a los problemas ambientales: entender las concepciones y los manejos que han llevado a esta relación esencial a los niveles críticos en que hoy se encuentran.

El análisis al impacto ambiental de los sistemas de transporte es una tarea comprensiva y demandante. El analista ambiental se enfoca cuidadosa y objetivamente a examinar los datos de proyectos proporcionados por planificadores y diseñadores de transporte, a revisar leyes y reglamentos ambientales existentes que puedan afectar el proyecto, elaborar cálculos apropiados de impacto, comparar valores de impacto contra criterios aceptables, y recomendar modos de mitigarla donde sea necesario. En este apartado se tratan los análisis del impacto por ruido y calidad del aire, reflejando la problemática ingenieril de cuestiones ambientales que generalmente conciernen a ingenieros de transporte. Además se plantean consideraciones de impacto visual. Se presenta una visión de leyes apropiadas, reglamentos, modelos de predicción y modos de mitigación.

1.1.- PROPOSITOS Y ALCANCES

En este tema se intenta bosquejar y analizar la problemática relacionada a impactos ambientales que resultan de la implementación de proyectos de transporte.

El alcance, intenta reflejar la problemática ingenieril de las cuestiones ambientales que generalmente conciernen más a los ingenieros civiles, particularmente a aquellos involucrados en ingeniería de transporte.

1.2.- EL CONCEPTO DE ANALISIS DE IMPACTO

La implementación de casi cualquier proyecto de transporte trae consigo una serie de impactos o consecuencias que pueden ser negativos a la naturaleza. Por otra parte, los impactos pueden ser positivos. Por ejemplo, una autopista en un nuevo lugar puede reducir el tránsito pesado en una ruta existente a tal grado que los niveles de ruido en la zona residencial disminuyan significativamente. Sin embargo, comúnmente los impactos ambientales de proyectos de transporte tienden a percibirse como negativos, y en la necesidad de análisis de impacto y hasta serias consideraciones para su disminución.

Las funciones del analista ambiental se traducen como un analista de impactos, porque es el responsable de la evaluación independiente de los impactos potenciales que pueden resultar de la implementación del proyecto. El análisis de impacto debe ser independiente, cuantitativo, y debe comparar los impactos esperados con estándares de aceptabilidad reconocidos.

2.- LEYES Y REGLAMENTOS AMBIENTALES

El ímpetu detrás de cualquier programa que incrementará los costos de proyectos de vialidad y de transporte debe estar fundamentado en bases legales. Tal es el caso del análisis ambiental, el cual frecuentemente es acusado de una lenta caída en los calendarios de construcción y de que algunas veces resultan gastos significativos para implementar los modos de mitigación.

La base de la normatividad en materia ambiental en el país es el Artículo 27 Constitucional, el cual entre sus previsiones señala el derecho que tiene la Nación para imponer a la propiedad privada las modalidades que dicte el interés público para el aprovechamiento racional de los recursos naturales, el desarrollo equilibrado y el mejoramiento de las condiciones de vida de la población, así como el equilibrio ecológico.

A partir de lo anterior, el Congreso de la Unión promulgó en 1988 la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, que entre sus señalamientos más importantes establece la concurrencia de los tres niveles de gobierno en materia de preservación ambiental y les fija responsabilidades y ámbito de competencia.

Esta Ley se caracteriza por la inclusión de consideraciones de carácter preventivo y de planeación, como lo son el ordenamiento ecológico del territorio, el impacto y el riesgo ambiental, así como por la promoción de instrumentos normativos dinámicos y específicos como lo son los reglamentos de las diferentes materias y las Normas Oficiales Mexicanas.

Asimismo, faculta a las autoridades correspondientes para la emisión de instructivos, manuales y guías, así como para la instrumentación de procedimientos que faciliten la observancia y vigilancia de las previsiones de los diferentes instrumentos normativos.

En lo que se refiere a las evaluaciones de impacto ambiental, el marco normativo actual se conforma de los siguientes instrumentos:

Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 28 de enero de 1988 y vigente desde el 1o. de marzo del mismo año, establece la competencia de los tres niveles de gobierno para dictar la política en la materia, así como los lineamientos básicos para la emisión de otros instrumentos normativos específicos.

Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en materia de impacto ambiental, vigente a partir del 6 de junio de 1988, define y establece los procedimientos a los que se deben sujetar las personas físicas o morales que tengan la intención de realizar una obra o actividad pública o privada, que pueda causar desequilibrio ecológico o rebasar los límites y condiciones señalados en los reglamentos y normas oficiales mexicanas.

Leyes Estatales de Ecología, incorporan criterios ecológicos y ambientales en los planes de desarrollo, de manera que las evaluaciones de impacto ambiental se realicen durante los estudios básicos de todo proyecto, con el fin de intervenir en la toma de decisiones sobre la selección de la alternativa más adecuada y en el establecimiento de obras congruentes con los lineamientos y regulaciones que se determinen.

Entre los procedimientos que se deben seguir, a nivel local, para obtener la autorización en materia de impacto ambiental de la realización de actividades públicas o privadas, entre las que se encuentran los proyectos de vialidad y transporte, el interesado deberá presentar ante la Secretaría o el Municipio correspondiente, para su evaluación, una manifestación de impacto ambiental. Esta deberá formularse conforme a los instructivos que hacen mención los Artículos 7 y 8 del Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en materia de Impacto Ambiental. En dichos instructivos se prevé considerar una metodología adecuada, de acuerdo con el tipo de proyecto que se pretenda realizar, la cual identifique y evalúe de la mejor manera las consecuencias de la obra o actividad sobre el medio ambiente.

3.- EL CONCEPTO DE MODELOS DE PREDICCIÓN

El propósito del análisis de impacto es evaluar los resultados probables de la implementación de las acciones de transporte propuestas. Por lo tanto, para el análisis ambiental es necesario ver el futuro de manera cuantitativa para llevar a cabo las evaluaciones necesarias y comparar los resultados con los lineamientos y estándares expuestos en las leyes y reglamentos ambientales. Esto se consigue a través del uso de modelos de predicción algorítmica los cuales están comúnmente disponibles en programas de computadora. La tabla 1 contiene una lista de los principales modelos computanzados que han sido desarrollados para el análisis del ruido y calidad del aire en los últimos 20 años

TABLA 1
MODELOS PARA EL ANALISIS DEL RUIDO Y CALIDAD DEL AIRE

ANALISIS DE RUIDO	CALIDAD DEL AIRE
NCHRP 78, 1969	CALINE, 1972
NCHRP 117, 1971	HIWAY, 1975
TSC Model, 1972	CALINE 2, 1977
NCHRP 144, 1973	EPA Volume 9, 1978
NCHRP 173/174, 1976	MOBILE 1, 1978
FHWA Model, 1978	PAL, 1978
INM, 1978	CALINE 3, 1979
SNAP y STAMINA 1.0, 1979	IMM, 1978
INM 2.7, 1979	HIWAY 2, 1980
STAMINA 2.0/OPTIMA, 1982	MOBILE 2, 1980
INM 3.8, 1982	TEXIN, 1983
INM 3.9, 1988	CALINE 4, 1989
	CAL3QHC, 1990

FUENTE Louis F Cohn y G R McVoy *Environmental Analysis of Transportation Systems* (New York Wiley-Interscience, 1982), p 2

4.- ANALISIS DEL RUIDO

La presencia del ruido se debe principalmente a la actividad constante que el hombre realiza en su casa, en su trabajo, en su transportación y hasta con sus diversiones. El generador que más contribuye a la emisión de ruido es la máquina, que puede estar en lugares fijos o en lugares móviles

En forma natural el ruido también se presenta como el producido por el trueno, el de la lluvia, el del viento y el producido por el choque de las olas del mar ante las rocas; estas emisiones de ruido muy difícilmente pueden ser controladas, pasan en algunos momentos y por desapercibidas, es decir, se han vuelto propias de nuestra forma de vida natural.

El ruido en todo momento ha estado presente, en sociedades viejas y modernas, ha sido percibido como problema que molesta, que altera y que modifica las condiciones de vida del hombre y de su entorno natural.

Los griegos inventaron un sistema en el que el área habitada debería estar muy lejana del área productiva o de trabajo, ellos apreciaban y disfrutaban mucho del ruido normal de la naturaleza

En Roma, en el siglo I, se prohibía la circulación de caballos y carretas por la ciudad, y la pena de quien alteraba el orden y el silencio era la cárcel o incluso la muerte

El ruido hoy en día, por experiencias pasadas, ha logrado ser entendido, se sabe que es una manifestación de la energía y que representa aquella parte que no es totalmente aprovechada, es decir, es energía de desecho.

En el ser humano, el ruido incide en el oído, principal órgano de percepción. Aunque la presencia del ruido es física, y por tanto su percepción es altamente fisiológica, la interpretación de gran parte de lo que se oye es el resultado de la forma en que el sistema nervioso central procesa el estímulo sonoro que recibe. Existen además otros aspectos importantes que son determinantes en la interpretación del ruido, como los factores idiosincrásicos, valores culturales, los socioeconómicos y de tipo educativo y religiosos. Por tanto, para muchos el ruido puede afectar en mayor grado que para otros.

El ruido no modifica el medio, sino que interviene en actividades importantes de desarrollo social del individuo, es decir lesiona en la comunicación, en el aprendizaje, en la concentración, en el derecho al descanso y distorsiona la información.

El concepto del ruido en muchos países se define como todo sonido indeseable, esta definición conlleva a dos partes fundamentales: la de sonido y la indeseabilidad. Sonido se refiere a la consecuencia de un fenómeno natural que es percibido por el oído, e indeseabilidad es el anhelo de que deje de acontecer un suceso. De tal manera que, cuando se recibe un sonido no agradable, que puede ser doloroso y se desea que deje de ser generado, a eso se llama ruido.

Aquella parte del ruido que produzca daños o lesiones a una comunidad, se le denomina Contaminación por Ruido.

La evaluación del ruido en términos generales, consiste en determinar el impacto o daño fisiológico, psicológico y la alteración de la conducta del individuo expuesto. Conceptos como la intensidad y la exposición son los criterios a evaluar. La unidad de medida que se utiliza para evaluar el ruido es el decibel y corresponde a una escala logarítmica. Decibel significa la décima parte de el valor de 1 Bel (el concepto de Bel se dio en honor al inventor del teléfono Alexander Graham Bell).

4.1.- EFECTOS

Hasta estos momentos, los estudios e investigaciones que se han realizado señalan tres estados de relación entre la energía sonora y el hombre.

- 1) El primero de ellos se identifica con la necesidad del sujeto a escuchar 'algo'. Es innegable que nuestra vida cotidiana nos da seguridad al identificar o conocer aquel ruido o sonido peculiar que de él devienen y, que nos llama poderosamente la atención el silencio absoluto produciéndose en nuestro interior, incertidumbre e inseguridad y en determinados casos pánico al no escuchar algo. Esta necesidad la podemos ubicar por abajo de los 55 dB(A).

2) La segunda relación la identificamos o llamamos "etapa de indiferencia". En este caso la presencia del ruido obstaculiza el desarrollo normal de la actividad que en ese momento realiza el sujeto. Una de las actividades más vulnerables es el sueño. El descanso es el mecanismo revitalizador del organismo de la diaria actividad. El ruido dificulta el adormecer, nos despierta y perjudica el total descanso al convertir el sueño profundo en sueño ligero. La falta de un descanso reparador será el causante de la tensión psicológica y física que a su vez se ha vinculado directamente con muchos problemas de salud común y corriente.

Los niveles de intensidad del ruido, en esta etapa, interfieren además con la comunicación oral, con la concentración, lo cual perjudica la eficacia del aprendizaje y obstaculiza la función del pensar en los niños. Si los niños aprenden a hablar y a escuchar en un ambiente ruidoso les es más difícil comprender la lengua, además de que los niños al expresarse oralmente se comerán las palabras.

3) Los niveles de exposición superiores a los 85 dB(A) se relacionan directamente con la pérdida de capacidad auditiva permanentemente a causa de la destrucción o daño del oído interno.

Esta pérdida paulatina de la audición por exposición al ruido, si bien conlleva sus dificultades, es más fácil de medir y observar en comparación con los efectos de la etapa anterior.

En resumen, el cuerpo humano responde automática e inconscientemente al ruido fuerte e inesperado como si se preparara para cualquier situación peligrosa o dañina. Si bien la mayoría de los ruidos que nos rodean no son peligrosos, no ponen en peligro fatal la vida misma, el cuerpo siempre reacciona a ellos como si significaran una amenaza o una advertencia. En efecto, muchos investigadores creen que la pérdida de oído no es la consecuencia más grave del ruido excesivo. Los primeros efectos son reacciones de ansiedad y tensión o, en casos extremos, de miedo. Estas reacciones suelen acompañar un cambio en el contenido de hormonas de la sangre, lo que, a su vez, produce cambios en el organismo, tales como: mayor segregación de adrenalina, aceleramiento del pulso, la presión sanguínea aumenta, todo lo cual tiene relación directa con la tendencia o agravamiento de enfermedades del corazón. Pueden notarse además espasmos digestivos y dilatación de las pupilas de los ojos entre otros síntomas. Sin embargo, resulta difícil apreciar los efectos a largo plazo de la sobreestimulación, pero sabemos que, en los animales, daña el corazón, el cerebro, el hígado, y produce trastornos emocionales. Con todo se sabe que la eficiencia del trabajo disminuye al aumentar la exposición al ruido.

Para evitar un daño como los mencionados anteriormente, la ley fija límites. En términos generales una fuente, sea cualquiera su naturaleza, no deberá emitir niveles equivalentes (a 15 min) superiores a 68 dB(A) en su periferia durante el día, ni 65 dB(A) durante la noche. Los vehículos por su condición móvil no deberán emitir valores, dependiendo de su peso, que varía entre 79 y 84 dB(A) a 7.5 m de distancia.

4.2. MUESTREO

Los medidores de sonido miden esencialmente presiones de sonido. Consisten en micrófonos para convertir el sonido en energía eléctrica, circuitos electrónicos para analizar y medir el sonido y un medidor que registra dicha información. Los medidores de nivel de sonido analizan las presiones de grupos de frecuencias. Los más grandes y complicados de estos instrumentos analizan las presiones de bandas de octavas o de bandas de un tercio de octava o incluso bandas de frecuencias más próximas.

Las mediciones deben realizarse cuidadosamente para que sean representativas del área. Es conveniente contar con gráficas de ruido, que representen varias muestras, para utilizarlas en la documentación requerida en el análisis de impacto. Durante las mediciones, también debe cuidarse el uso del equipo apropiado, colocarlo en lugares adecuados, registrar el estado del tiempo, y calibrarlo cuidadosamente.¹

En la actualidad existe una serie de aparatos sumamente costosos debido a la exactitud y precisión con que se mide el ruido. Por ejemplo, existen sonómetros, analizadores de Nivel Sonoro, graficadores de papel y de pantalla con los que se puede medir, registrar y comparar el ruido de vehículos, de fábricas, de aeronaves, etc.

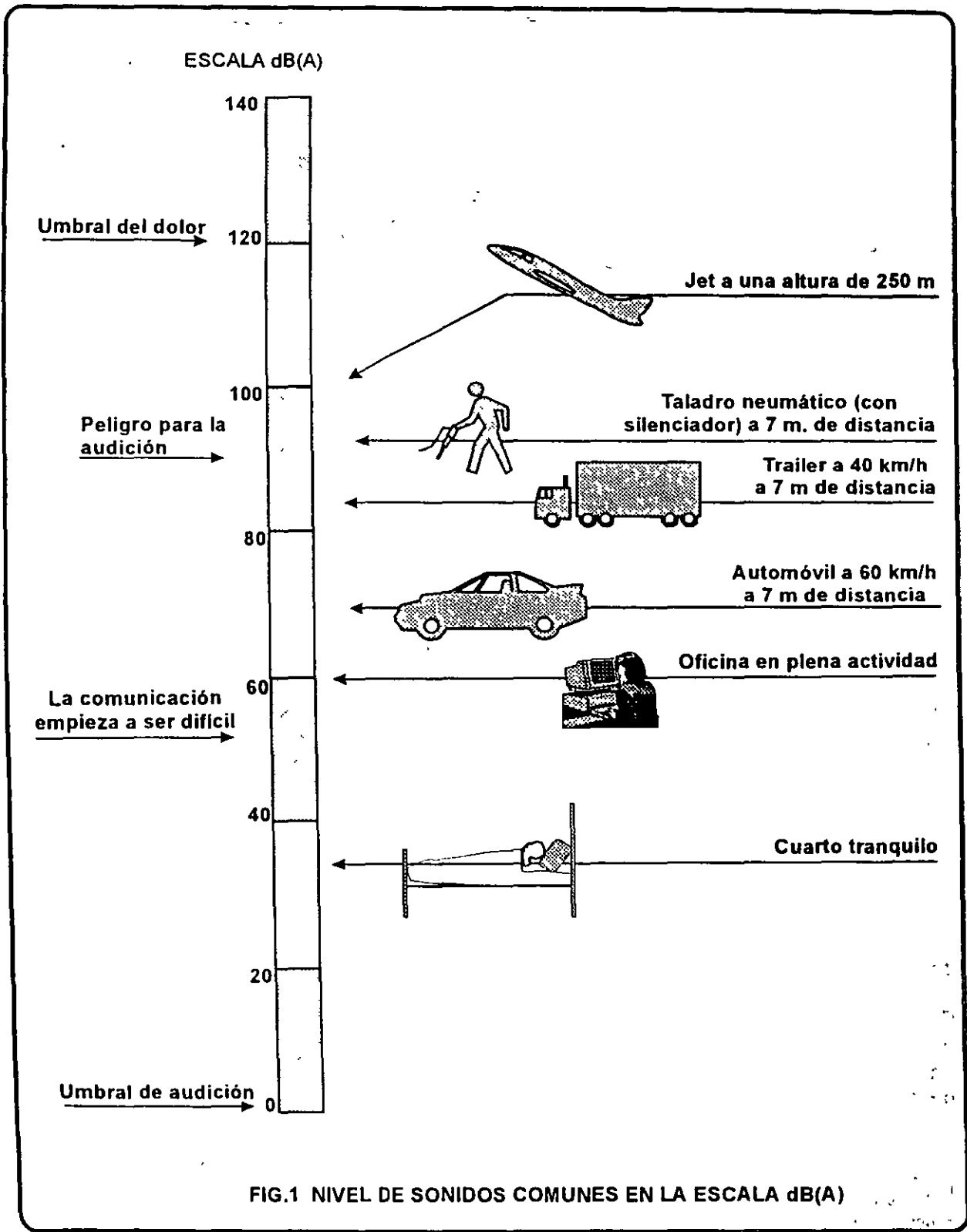
Por sí mismo, el nivel de presión del sonido no representa la respuesta humana ante el ruido, pues como se comentó anteriormente, la aceptación del sonido varía. En las investigaciones se ha encontrado la manera de relacionar los niveles de presión del sonido con varias frecuencias para reflejar aproximadamente el malestar o la respuesta humana ante el ruido. Se han desarrollado varios criterios que se denominan escalas A, B y C.

La escala A es la que más se aproxima a lo que percibe el oído, abarcando las frecuencias de los 400 a los 12000 Hz. La escala B, raramente utilizada, abarca las frecuencias que van de los 124 a los 12000 Hz. La escala C tiene muy poca sensibilidad ya que va de los 15 a los 10000 Hz. El símbolo dB(A) representa la medida de la intensidad en decibeles cuando es utilizada la escala A, para combinación de niveles de presiones de sonido en diferentes frecuencias. En la figura No. 1 se representan gráficamente los niveles de sonidos comunes en la escala dB(A)

Estudios internacionales han determinado que el daño en el oído interno se produce cuando el individuo es expuesto durante 8 horas continuas a niveles superiores a los 85 dB(A), es decir, a estas intensidades y a esa exposición las células del órgano auditivo empiezan a ser destruidas.

El ruido urbano en las ciudades es variante, se encuentran niveles altos en algunos momentos pero no constantes, entre 65 dB(A) y 90 dB(A) son las fluctuaciones de ruido detectados en una ciudad como la de México. El nivel equivalente a 24 hrs. de emisión continua es de 75 dB(A).

¹ W Bowlby, *Sound Procedure for Measuring Highway Noise Final Report* FHWA-DP-45-IR (Arlington, VA. Federal Highway Administration, 1981)



Otra forma de medición, además de la anterior, es mediante la psicometría con la que se logra conocer el comportamiento de la conducta del individuo ante el estímulo ruido. El instrumento de medición es el test o cuestionario que contiene preguntas sobre opiniones relativas a la posición o acción de un cierto individuo frente al ruido. Cuando está construido de manera normalizada, se puede establecer una escala de un cierto número de puntos, como es el caso del grado de molestia cuya escala contempla siete puntos de referencia.

4.3. CALCULO DEL RUIDO PRODUCIDO POR EL TRANSITO

La metodología de la FHWA es más que solo un modelo matemático. Es un método para evaluar el ruido del tránsito existente y futuro, determinando los efectos que un proyecto podría tener sobre el uso del suelo, y diseñando los modos de mitigación.

La metodología consiste en un procedimiento de análisis detallado para evaluar el ruido producido por el tránsito y los límites de uso del suelo, proporcionando una guía sobre cuándo debe implementarse la mitigación

Como en todos los métodos de evaluación, deben establecerse parámetros con fines comparativos. Para la evaluación del ruido del tránsito, el parámetro común es la existencia de ruido en el ambiente. Si ya existe una carretera en la vialidad proyectada, se determinará si el tránsito es la principal fuente del ruido. Si los niveles de ruido de la carretera exceden niveles de 10 dB(A) en asentamientos aledaños, entonces la carretera debe considerarse como fuente de ruido dominante. Si no existe carretera, deben de realizarse mediciones para establecer los niveles de ruido.

Si ya existe una carretera en el corredor de interés, y es la fuente principal del ruido, la FHWA ofrece el modelo para definir la existencia de ruido ambiental. En este caso, y para predicciones futuras, este modelo² es utilizado de forma computarizada en la mayoría de los estados norteamericanos³.

Los cálculos manuales han ido desapareciendo porque los programas en computadora, que incluyen el modelo FHWA, optimizan el proceso. Generalmente, este modelo es utilizado acompañándolo de los programas STAMINA 2.0/OPTIMA. Estos predicen el nivel de ruido producido por el tránsito en puntos específicos (receptores), basados en el comportamiento del usuario que se encuentran en el lugar de estudio. Los detalles completos de los programas y su uso están incluidos en el manual del usuario.

Una consideración adicional, es que la metodología FHWA especifica que el periodo de análisis debe ser "el peor horario de impacto de ruido del tránsito como base para el diseño anual.". Esto es, que la hora más ruidosa debe ser considerada como promedio en las

² T. M. Barry, y J. A. Reagan, *FHWA Highway Traffic Noise Prediction Model*, FHWA-RD-77-108 (Washington, D.C., Federal Highway Administration, 1978)

³ American Society of Civil Engineers, Committee on Energy and Environmental Aspects of Transportation, Urban Transportation Division, 'Environmental Analysis by State DOT's - A Survey', *Journal of Transportation Engineering* (American Society of Chemical Engineers), Vol. 112, No. 3, 1986, pp. 302-316.

evaluaciones de ruido. Sin embargo, la hora más ruidosa no siempre ocurre durante la hora pico, ya que la emisión de ruido vehicular depende directamente de la velocidad. Cuando el nivel de servicio disminuye, también los niveles de ruido pueden disminuir. Si las condiciones del tránsito se presentan con vehículos pesados en su pico diario y existe un nivel de servicio C, representará la hora más ruidosa.

El nivel del ruido producido por el tránsito en un instante es la suma de los niveles en el punto de recepción debidos a muchos vehículos, a diferentes distancias, los cuales emiten diversas intensidades. Esta suma varía de un instante a otro, tal como se muestra en la figura No. 2.

El ruido producido por el tráfico varía de hora en hora, de acuerdo al flujo vehicular sobre la vía en cuestión. En la figura No 3 se muestra una distribución típica del tránsito en 24 horas y los correspondientes niveles de ruido

En el análisis del ruido producido por el tránsito, el parámetro más comúnmente empleado es el nivel del 10%, L_{10} , que es el nivel excedido durante el 10% de un intervalo de tiempo definido. Las investigaciones sociales acerca de la perturbación debida al ruido del tráfico, han mostrado que la molestia se correlaciona pobremente con L_{90} , un poco mejor con L_{50} , pero mucho más firmemente con L_{10} . Las técnicas de predicción se refieren al nivel L_{10} , tanto sobre una base horaria como sobre una base de 18 horas (6:00-24.00).

4.4.- MITIGACION DEL RUIDO DEL TRANSITO

Si un impacto es identificado, entonces debe de ser considerada su mitigación.

La mitigación puede lograrse en la fuente (por ejemplo silenciar los vehículos), a lo largo de la ruta del sonido, o donde se recibe. Sin embargo, el analista del ruido generalmente no tiene control sobre los niveles de ruido generado por los vehículos particulares. En contraste, durante años han sido utilizadas gran número de opciones de mitigación para las rutas que propagan y lugares donde se recibe. Las medidas de mitigación sugeridas por la FHWA⁴ incluyen:

- Medidas de manejo del tránsito (por ejemplo, restricción o prohibición de tránsito pesado, reducción de límites de velocidad, y asignación de carriles exclusivos)
- Cambios en el alineamiento horizontal o vertical de la vía.
- Adquisición de derechos de propiedad que permitan la construcción de barreras contra el ruido.
- Construcción de barreras contra el ruido dentro del derecho de vía.

⁴ Federal Highway Administration. *Procedures For Abatement of Highway Traffic Noise and Construction Noise*. Federal-Aid Highway Program Manual. Vol. 7, Cap. 7, Sección 3 (Washington, D.C.: FHWA, 1982).

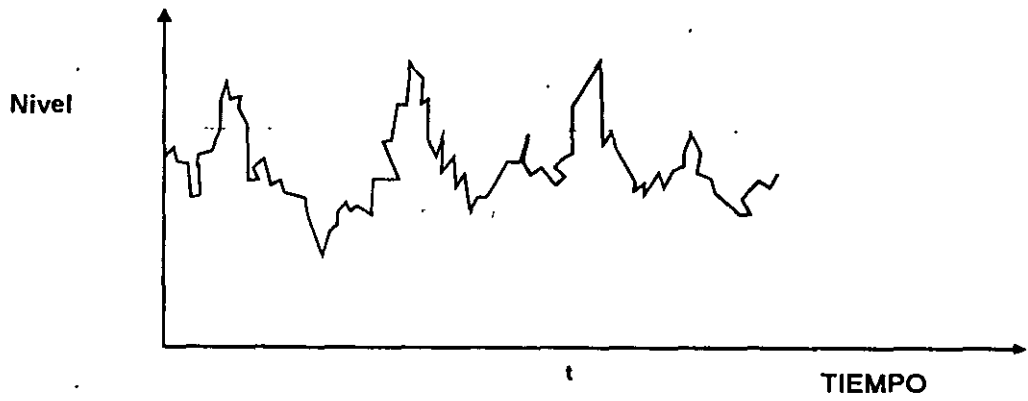


Fig. 2 NIVELES INSTANTANEOS DEL RUIDO PRODUCIDO POR EL TRAFICO

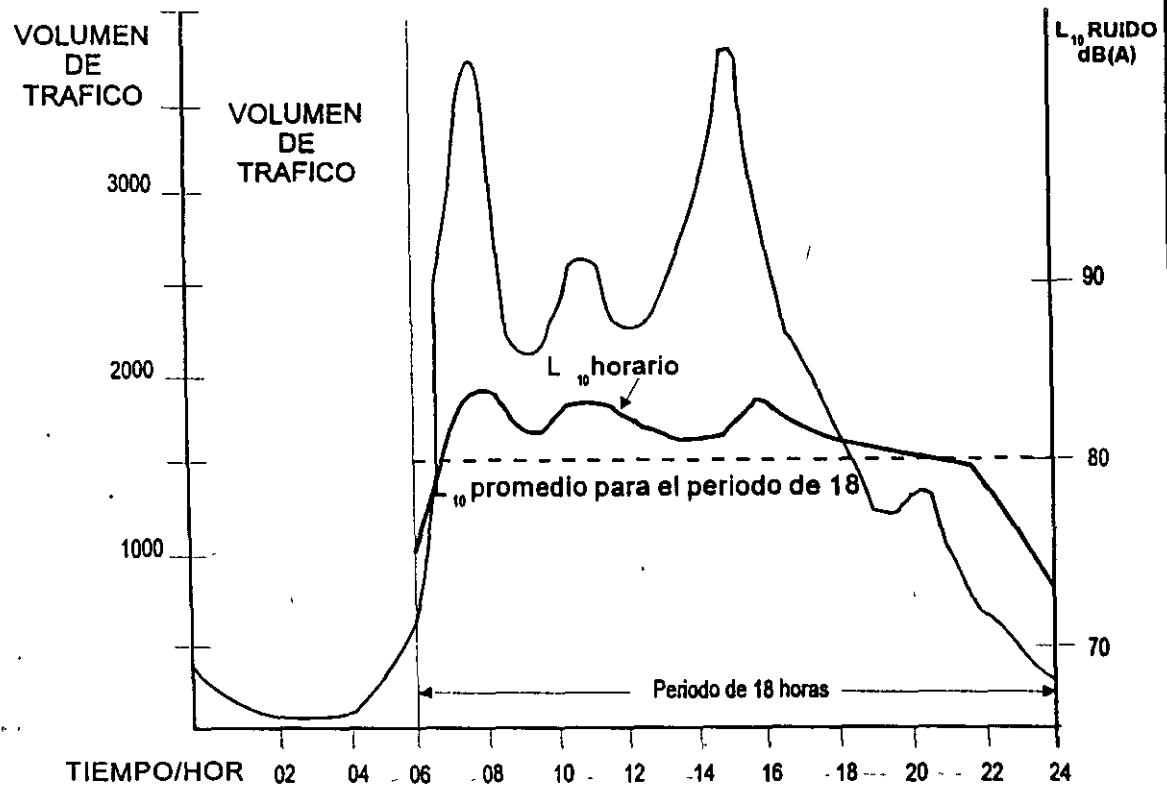


Fig. 3 VARIACION DEL FLUJO VEHICULAR Y EL NIVEL DE RUIDO EN UN PERIODO DE 24 HORAS

- Adquisición de propiedades para zonas de amortiguamiento.
- Aislamiento de ruido en edificios institucionales públicos o no lucrativos.

5.- CALIDAD DEL AIRE

El objetivo de estudiar la calidad del aire y de controlar las emisiones de contaminantes atmosféricos por fuentes móviles es el mantener un nivel de calidad para proteger la salud humana y el bienestar social. El bienestar social incluye la protección de plantas y animales, la prevención del deterioro de materiales (óxidos de metales, etc.) y el mantenimiento de los niveles naturales de visibilidad.

Para determinar los niveles tolerados de contaminantes en el aire se han llevado a cabo estudios epidemiológicos y toxicológicos de los efectos de varias concentraciones de estos contaminantes. Es de estos estudios que se derivan los estándares de la calidad del aire.

Ciertos contaminantes presentan efectos nocivos a diferentes concentraciones en personas que en animales o vegetales y por eso existen distintos estándares. En EE.UU. se diferencian los estándares primarios (para proteger la salud humana) de los secundarios (para proteger el bienestar social).

Existen ocho contaminantes emitidos por fuentes móviles que deben ser considerados: (1) partículas, (2) óxidos de azufre, (3) hidrocarburos, (4) óxidos de nitrógeno, (5) monóxido de carbono, (6) oxidantes fotoquímicos (ozono), (7) metales (plomo) y (8) Olores. A continuación se describe cada uno de estos contaminantes.

5.1.- PARTICULAS

El transporte produce partículas por combustión (especialmente los motores diesel), por desgaste de neumáticos y frenos y por la suspensión de polvos en los caminos no pavimentados.

a) EFECTOS

Las partículas de mayor porte ($>10 \mu\text{m}$) luego de entrar al sistema respiratorio humano son atrapadas por el mucus de la región tráqueo-bronquial, son movidas por cilia y finalmente son excretadas al exterior, o son tragadas entrando así al sistema digestivo. Por otro lado, las partículas producidas por la combustión de productos de petróleo son, en general, mucho más pequeñas ($<2,5 \mu\text{m}$) y se les clasifica como partículas "respirables". Estas partículas pueden llegar a la región alveolar, donde ocurre el intercambio de gases en el sistema respiratorio, y que carece de una membrana mucosa de protección. Una vez en esta región del cuerpo humano, el tiempo de depósito de las partículas es grande y, como consecuencia, el potencial de producir enfermedades es mayor. Además, las partículas pequeñas pueden contener más

especies tóxicas que las partículas más grandes, causando enfermedades como bronquitis, enfisema y enfermedades cardiovasculares.

Las partículas pequeñas también son las responsables de la desviación de la luz en la atmósfera, lo que produce disminución de la visibilidad.

La contaminación de partículas con la humedad ambiental produce oxidación en estructuras metálicas.

Durante las etapas de construcción de vialidades, existen varias actividades que producen grandes cantidades de partículas. Entre ellas podemos mencionar: demolición, excavación, construcción con concreto, uso de maquinaria con motores diesel (camiones, excavadoras, pavimentadoras, etc.). Cuando esta fuente de emisión de partículas cesa al finalizar las obras, la concentración de las partículas decrece considerablemente.

b) MUESTREO Y MONITOREO

El muestreo de partículas en el aire se hace en general tomando el promedio durante 24 horas de todas las partículas sólidas y líquidas. En consideraciones de impacto ambiental, la concentración de partículas es el promedio aritmético anual de todas las muestras de 24 horas tomadas en una localidad específica.

La concentración de las partículas en suspensión es luego computada midiendo la masa (el peso) de partículas obtenidas por el muestreador y expresadas en unidades de $\mu\text{g}/\text{m}^3$.

Estándares mexicanos para partículas en suspensión:

- Totales (PST): $275 \mu\text{g}/\text{m}^3$ para muestras de 24 horas en un período de un año.
(NOM-024-SSA1-1993, proyecto de norma = $260 \mu\text{g}/\text{m}^3$)*
- Menores que $10 \mu\text{m}$ (PM10) $150 \mu\text{g}/\text{m}^3$, 24 horas una vez al año.
(NOM-025-SSA1-1993, proyecto de norma)*

Para obtener datos existentes sobre partículas en el aire, o de cualquier otro contaminante, se debe pedir información a organismos federales (Instituto Nacional de Ecología), Gobiernos Estatales, municipalidades, universidades y cualquier otra institución que pueda haber realizado estudios en el pasado.

Las muestras de partículas suspendidas en el aire son tomadas en general con muestreadores de alto volumen. El aire es aspirado por medio de una bomba eléctrica, pasando a través de un filtro (o una serie de filtros) ubicado dentro de una casilla para proteger el sistema de la lluvia, humedad y otras incidencias climáticas. El volumen de entrada de aire en el muestreador es de aproximadamente 35 a 64 pies cúbicos por minuto. Las partículas de tamaños entre 100 y $0.1 \mu\text{m}$ de diámetro son muestreadas así en filtros de fibra de vidrio, los que tienen una eficiencia del 99% para partículas de $0.3 \mu\text{m}$ de diámetro.

El personal encargado del muestreo y del monitoreo debe poseer un entrenamiento técnico básico en el área de ingeniería química o mecánica, con una especialización en el uso de

* Diario Oficial 18 de enero de 1994.

muestreadores de aire de alto volumen. También se precisa una persona encargada de supervisar que la colecta de datos sea hecha correctamente para no introducir errores de campo en los resultados finales.

c) ANALISIS

Hasta la fecha, en México no existe una metodología específica para el análisis de PM10. Para PST, el método consiste en el uso de muestreadores de alto volumen y análisis gravimétrico Método Estándar de SEDESOL (NOM-CCAM-002-ECOL/1993).

Existen en el mercado varios muestreadores de alto volumen, algunos muy sencillos y otros más complicados y más caros. También se pueden construir en talleres sencillos, comprando las distintas partes del sistema: bomba, casilla, filtros y medidores de flujo de aire. Si el monitoreo no es constante, se requiere un sistema de encendido y de apagado automático del sistema a los intervalos determinados en el plan de trabajo.

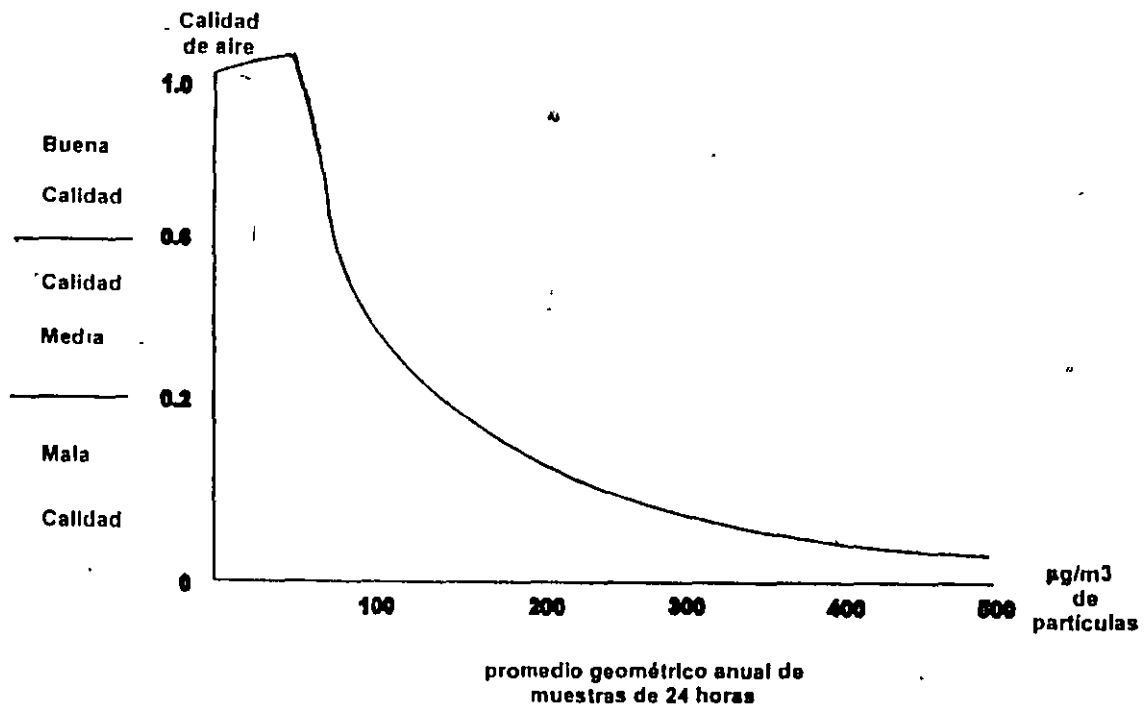
Para el desarrollo de estudios de partículas de diámetro menor que $10 \mu\text{m}$ (PM10) se utiliza una variación de muestreador de aire de alto volumen. Este sistema toma aire a través de una entrada de forma particular, a una velocidad de 40 pies cúbicos por minuto (variable con la latitud de la zona a muestrear). La concentración de partículas (expresada en $\mu\text{g}/\text{m}^3$) se calcula pesando los filtros de muestreo y dividiendo ese valor por el volumen de aire muestreado.

Equipo de muestreo de PM10: Sierra Andersen, Modelo 1200, con una entrada de aire selectiva y simple. En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de partículas de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

Como se describe en el punto a), los efectos principales de partículas en la calidad del aire varían desde problemas de visibilidad hasta efectos en la salud humana. Los problemas de visibilidad ocurren a partir de concentraciones de $25 \mu\text{g}$ de partículas por metro cúbico de aire. Concentraciones de partículas menores que $25 \mu\text{g}/\text{m}^3$ pueden ser también nocivas ya que crean núcleos para la formación de niebla. Cuando la concentración llega a los $200 \mu\text{g}/\text{m}^3$ (considerando concentraciones de promedios anuales de muestras de 24 horas) la salud humana comienza a ser afectada.

Una manera sencilla de evaluar la calidad del aire con respecto a la concentración de partículas se puede hacer utilizando la siguiente gráfica:



Por ejemplo, una concentración de $130 \mu\text{g}/\text{m}^3$ indica una calidad media del aire de 0.4. Esta función está presentada como una evaluación conceptual del impacto en la calidad del aire. Cuando existe un estándar de calidad del aire establecido por un gobierno o municipalidad, al exceder dicho estándar se considera que existe un impacto en el medio ambiente.

e) LIMITACION ESPACIAL Y TEMPORAL.

La concentración de partículas no permanece constante en espacio y tiempo sobre una región determinada. Las variaciones en espacio se pueden estudiar analizando una región pequeña de la ciudad o región considerada. Esto requiere el uso extensivo de cálculos basados en modelos de difusión, o de un programa de monitoreo a larga escala. Como el programa de monitoreo no es viable en casi ninguna de las ciudades medias mexicanas debido a su alto costo, este problema debe estudiarse mediante el uso de modelos de difusión para predecir los valores de partículas y calidad del aire en el área de estudio.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Las partículas emitidas por fuentes móviles destruyen estructuras en ciudades, vestimentas y otros materiales de la población en general, resultando en pérdidas económicas.

Los problemas de visibilidad por partículas en el aire son causa de un aumento en accidentes, una disminución de los valores estéticos los que a su vez disminuyen el valor de las propiedades del área e influye la psiquis de la población.

5.2.- OXIDOS DE AZUFRE

Los óxidos de azufre son contaminantes de aire comunes, producidos por la combustión de productos derivados del petróleo. El petróleo contiene un alto grado de azufre en forma de sulfitos inorgánicos y otros compuestos orgánicos, los que generan una combinación de bióxido y trióxido de azufre y ácidos sulfúrico y sulfuroso.

a) EFECTOS

Como efectos de los óxidos de azufre en la salud humana podemos citar un aumento en el índice de mortalidad, bronquitis, enfisema y otras enfermedades respiratorias. Los efectos aumentan al combinarse con otros contaminantes, tal es el caso del aumento de casos de bronquitis y de cáncer de pulmón al combinar los óxidos de azufre con óxidos de nitrógeno.

Los efectos en el bienestar social se ven reflejados en la corrosión de metales, enfermedades de plantas y baja productividad primaria

b) MUESTREO Y MONITOREO

La variable principal que mide la contaminación del aire por óxidos de azufre está expresada por el promedio aritmético anual de la concentración de estos óxidos de azufre.

Datos de óxidos de azufre en el aire pueden ser obtenidos a través de agencias gubernamentales (federales o estatales) a cargo de los programas de monitoreo del área considerada. En general, los datos son compilados y presentados en tablas estadísticas anuales o semianuales.

El estándar mexicano para bióxido de azufre en aire es 0.13 ppm en muestras de 24 horas una vez al año (NOM-022-SSA1-1993)

Las personas que lleven a cabo el muestreo y monitoreo deben ser técnicos egresados de cursos especializados o con mucha experiencia de trabajo junto a otros especialistas. Técnicos con experiencia en procesos de ingeniería mecánica o química pueden ser entrenados para operar estas estaciones de muestreo y monitoreo.

Los instrumentos necesarios para el muestreo y monitoreo de óxidos de azufre son: equipos de vidrio (pipetas), bomba de aire, medidor de flujo de aire y espectrofotómetro.

c) ANALISIS

En México existe un método estándar y uno equivalente (Estado de California, EE.UU.) para el análisis de óxidos de azufre en el aire. La metodología estándar de SEDESOL (NOM-CCAM-005-ECOL/1993) es el método de la pararrosanilina, con un límite de detección de 9 partes por billón (ppb). El método equivalente es de fluorescencia por luz ultravioleta, con un límite de detección de 5 ppb

¹ Diario Oficial 18 de enero 1994.

La concentración de bióxido de azufre en el aire es medida generalmente por el método de pararrosanilina, mediante el cual el bióxido de azufre es absorbido en una solución de tetracloromercuriato (TCM) El complejo químico resultante es añadido a la pararrosanilina y formaldehído para formar una solución ácida de intensa coloración, a ser analizada por espectrofotometría

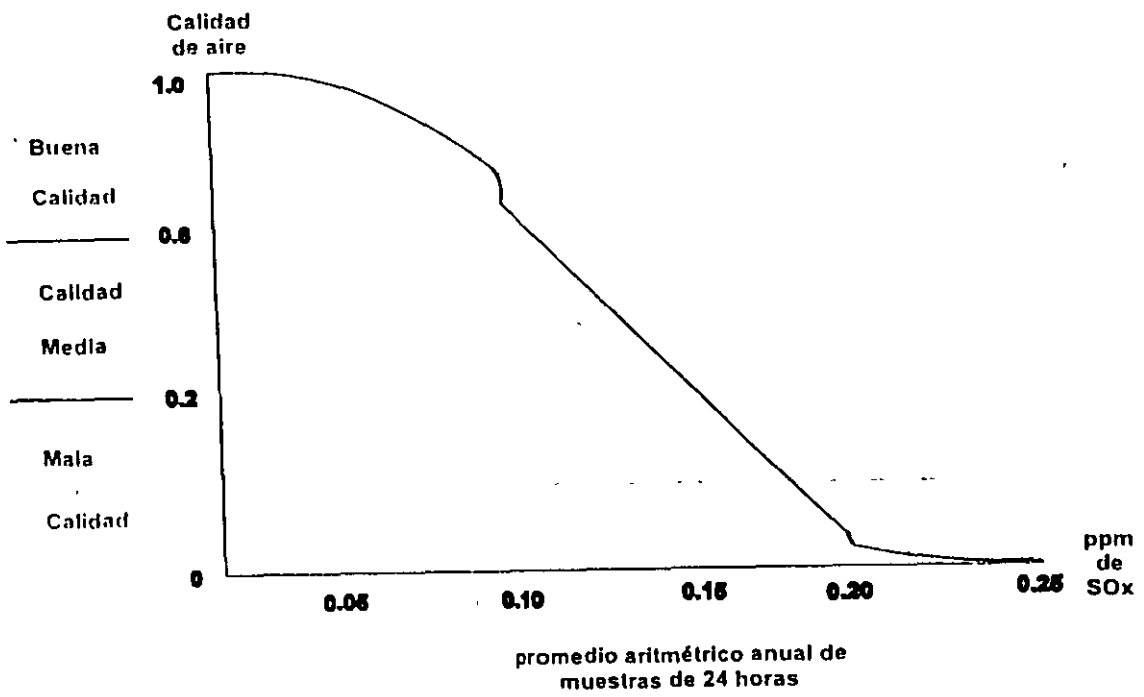
El análisis por espectrofotometría es un método colorimétrico en el cual la concentración de bióxido de azufre es medida por la intensidad del color de la solución ácida. Esta metodología es recomendada y presentada por SEDESOL (NOM-CCAM-005-ECOL/1993).

Para el análisis de bióxido de azufre en estudios rutinarios de calidad de aire se puede utilizar un analizador "Thermo Electrón" Modelo 43. Este método se basa en la medición de la fluorescencia que emite el SO₂ después de absorber la luz ultravioleta, la cual es proporcional a la concentración del SO₂ en la muestra de aire.

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de SOx de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez, la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

El límite aceptable de concentración de óxidos de azufre en el aire debe ser considerado 0,03 ppm, ya que a este nivel se producen efectos nocivos en la vegetación. También la visibilidad se ve afectada a bajas concentraciones y a partir de 0,2 ppm se observa un aumento en el índice de mortalidad



e) LIMITACION GEOGRAFICA Y TEMPORAL

La concentración de los óxidos de azufre en el aire varían en espacio y tiempo y su dispersión se puede calcular con el uso de modelos matemáticos

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Los efectos secundarios incluyen pérdidas de recursos económicos, incluyendo daño a superficies y vegetación, deterioro de la calidad del agua a través de la "limpieza" de la atmósfera por lluvia, etc.

5.3.- HIDROCARBUROS

El término hidrocarburos es general e incluye varios compuestos originados en la combustión de productos derivados del petróleo. La mitad de las emisiones globales de hidrocarburos son originados por fuentes móviles y por ello es muy importante su impacto en la calidad del aire.

a) EFECTOS

El principal impacto en la calidad del aire es la creación de oxidantes fotoquímicos y smog. Los efectos directos de hidrocarburos a altas concentraciones (1.000 ppm o más) es la interferencia con el porcentaje de contenido de oxígeno en el aire. Esto puede producir tos, estornudos, dolor de cabeza, laringitis y bronquitis los que se ven aumentados en presencia de óxidos de nitrógeno.

Los hidrocarburos de alto peso molecular son más nocivos que los de bajo peso molecular y algunos son carcinógenos como el benceno y algunos hidrocarburos aromáticos policíclicos (benzo-a-pireno, etc.)

b) MUESTREO Y MONITOREO

La variable que indica el impacto de hidrocarburos en la calidad del aire se expresa como el promedio de la concentración anual de muestras de tres horas, en partes por millón (ppm). En general, estas tres horas son entre las 6 y las 9 a.m., que es cuando se espera que sea la hora pico del tránsito, pero puede variar según las ciudades consideradas.

Los hidrocarburos interactúan con los óxidos de nitrógeno creando el smog, y el impacto por smog es mucho mayor que el impacto por hidrocarburos solamente.

Datos acerca de concentraciones de hidrocarburos en el aire pueden ser obtenidos de estudios desarrollados en el área por agencias federales o estatales, o por centros de educación e investigación

Existen varias técnicas de muestreo de hidrocarburos en aire antes de ser analizados. Si las concentraciones ambientales de estos contaminantes son lo suficientemente altas, por ejemplo aquellas que se encuentran en zonas urbanas contaminadas, se pueden llevar a cabo muestreos directos sin preconcentración de las muestras. Se deben tomar precauciones para evitar pérdidas debidas a la absorción en las paredes del muestreador, o debido a las reacciones que ocurren después del muestreo. La contaminación introducida por el contenedor de muestras puede ser también una fuente de error (por ejemplo, solventes y plastificantes en contenedores de materiales plásticos)

A concentraciones ambientales menores, se requiere algún tipo de concentración de muestras antes de llevar a cabo el análisis de las mismas. Comúnmente se utilizan productos absorbentes sólidos (por ejemplo: trampas de Tenax, resina XAD-2, carbón activado), de los cuales los compuestos orgánicos pueden ser extraídos por medio de solventes o por cambios de temperatura en laboratorios

Las concentraciones actuales que se observan y sus cantidades relativas son sensibles a la zona de muestreo. Existen algunos factores muy importantes en la determinación de hidrocarburos en el aire.

- La distancia del lugar de muestreo a la fuente de contaminación.
- Si la estación de muestreo está viento abajo de la fuente.
- Si hay "aire viejo" en el cual los hidrocarburos reactivos han sido consumidos parcialmente.

Para llevar a cabo el muestreo y el monitoreo de hidrocarburos en aire se requiere personal técnico en el área de ingeniería química o mecánica con entrenamiento especializado en la operación de muestreadores de hidrocarburos en el aire. Además se requiere una supervisión especializada para asegurar que los instrumentos estén operando correctamente y que la colecta de datos sea adecuada y que refleje las condiciones ambientales. Esta función debe ser llevada a cabo por técnicos de campo o por consultores con experiencia en el monitoreo de la calidad del aire

c) ANALISIS

Existen dos metodologías distintas para el análisis de hidrocarburos totales: el método de ionización por llama (FID, sus siglas en inglés) y el método espectrofotométrico.

La E.P.A. de los EE.UU. recomienda el uso del método de ionización por llama de hidrógeno para medir la concentración de hidrocarburos totales. La técnica de ionización por llama utiliza un volumen de aire ambiental el cual se le hace pasar semi-continuamente (entre 4 y 12 veces por hora) a través de un detector de ionización de llama de hidrógeno. Un sensor eléctrico detecta el aumento de la concentración de iones resultantes de la interacción de la llama de hidrógeno con la muestra de aire contaminada por compuestos orgánicos (hidrocarburos, aldehidos y alcoholes) La respuesta de la concentración de iones es

aproximadamente proporcional al número de átomos de carbono orgánico presente en la muestra. El FID actúa como un contador de átomos de carbono.

La medida se puede llevar a cabo a través de dos modos de operación:

- Un análisis cromatográfico completo, mostrando continuamente los resultados del detector.
- Programación del sistema para obtener datos del detector en periodos de tiempo pre-seleccionados. Este método es adecuado cuando no se requieren medidas continuas, por ejemplo cuando se toman datos de hidrocarburos entre las 6 y las 9 a.m. y otras horas pico.

Para el análisis de hidrocarburos, se utilizan los siguientes instrumentos: analizador de hidrocarburos totales; sistema de introducción de muestras (incluyendo una bomba, control de flujo, válvulas, válvulas de cambio automático, medidor de flujo); filtro de línea (de fibra de vidrio, de porosidad entre 3 y 5 μm , sin pegamento); columna o "stripper", horno (con columna analítica y convertidor analítico)

La reactividad del metano es muy baja y se le clasifica como un hidrocarburo no reactivo. Como consecuencia, en algunas metodologías las medidas de hidrocarburos totales no incluyen metano, lo que debe ser especificado en los resultados.

Hidrocarburos individuales pueden ser separados y medidos utilizando cromatografía gaseosa con detección por ionización de llama (FID) la cual es muy sensible a los hidrocarburos. Además, se puede utilizar espectrometría de masas para confirmar la identificación de los compuestos individuales sugeridos por los tiempos de retención de la columna cromatográfica.

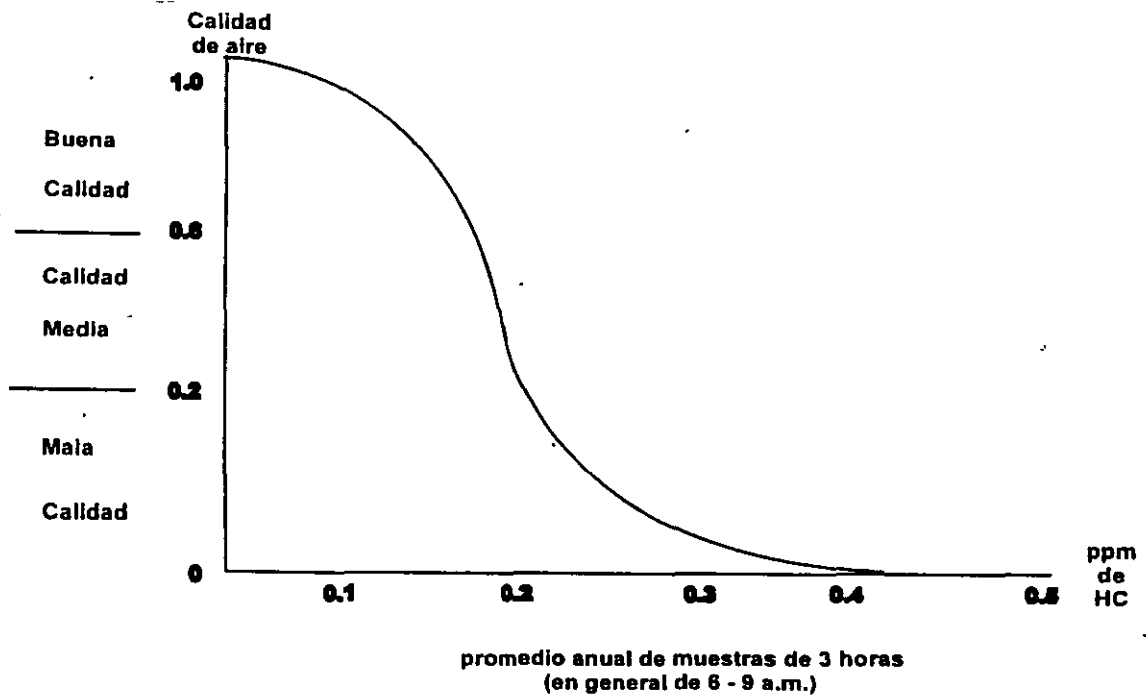
Un tipo de análisis no convencional se basa en el principio de la fotoionización. Los hidrocarburos son ionizados por exposición a luz ultravioleta con 10,2 eV de energía y los iones son detectados y medidos por técnicas convencionales. La ventaja de este tipo de metodología es que el hidrógeno, necesario para el FID, y que es explosivo en ciertas mezclas con oxígeno, no está presente y el sistema de válvulas de control de flujo y columnas cromatográficas no son necesarias. Pero, a pesar de que esta técnica es muy sensible para hidrocarburos aromáticos y otros compuestos no saturados, no responde a los alcanos.

La calibración de los analizadores de hidrocarburos se hace utilizando concentraciones estándar de hidrocarburos de referencia, como el metano o propano en aire.

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de hidrocarburos de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

El impacto por hidrocarburos es medido por el grado en que afecta la intensidad del smog. El grado de deterioro del medio ambiente se empieza a notar a concentraciones de 0,15-0,25 ppm. La estimación del impacto de hidrocarburos sobre la calidad del aire se puede deducir mediante la siguiente función



e) LIMITACION GEOGRAFICA Y TEMPORAL

La concentración de hidrocarburos no se mantiene constante en espacio o tiempo. Estudios de difusión de estos se pueden llevar a cabo utilizando modelos matemáticos.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Altas concentraciones de hidrocarburos en el aire pueden tener efectos negativos, reflejados en una reducción del valor de propiedades del área, cambio en el uso de las tierras y daños a la vegetación.

5.4.- OXIDOS DE NITROGENO

Los óxidos de nitrógeno (óxido nítrico y bióxido de nitrógeno) son producidos por la combustión a alta temperatura de combustibles, resultando de la reacción del nitrógeno con el oxígeno, los que junto a hidrocarburos en el aire producen smog.

a) EFECTOS

El bióxido de nitrógeno en altas concentraciones, las que no se encuentran al aire libre, puede ser fatal. A concentraciones menores (pero aún a concentraciones menores que las presentes al aire libre) producen irritación de pulmones, causando bronquitis y neumonía. El bióxido de

nitrógeno, que es cuatro veces más tóxico que el óxido de nitrógeno, se huele a partir de una concentración de 0,12 ppm en el aire

Los óxidos de nitrógeno producen enfermedades en plantas, oxidan aleaciones de níquel y cambian los colores de fibras sintéticas.

La organización Mundial de la Salud sugiere un límite máximo de exposición por mes de 190-320 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ (0,10-0,17 ppm) medidos por hora.

b) MUESTREO Y MONITOREO

La variable que se debe considerar para conocer el alcance de la contaminación producida por óxidos de nitrógeno es el promedio anual de la concentración de estos compuestos en el aire, expresados en partes por millón (ppm).

El estándar mexicano para óxidos de nitrógeno en aire es de 0,21 ppm, en muestras de una hora una vez al año (NOM-CCAM-004-ECOL/1993).

Otras variables que se tienen en cuenta en forma conjunta con los óxidos de nitrógeno son los hidrocarburos y las partículas en el aire, ya que estos contaminantes actúan de manera conjunta creando problemas de smog y de visibilidad.

Datos existentes para la ciudad o área de estudio pueden ser obtenidos en agencias federales, estatales o municipales y/o educativas y de investigación.

Para el muestreo y el monitoreo de la contaminación del aire por bióxido de nitrógeno se requieren técnicos en el área de ingeniería química o mecánica, con capacitación especializada en la operación de muestreadores de aire, particularmente de óxidos de nitrógeno. La colecta de datos debe ser supervisada por profesionales o consultores con experiencia en esta área.

Los instrumentos utilizados en el muestreo y monitoreo del bióxido de nitrógeno incluyen: tubos de absorción, sonda con filtro de membrana, embudo de vidrio y trampa; control de flujo con una aguja hipodérmica calibrada y protección del filtro de membrana; bomba de aire capaz de mantener un flujo de 0,2 litros por minuto y un vacío de 0.7 atmósferas; equipo de calibración

c) ANALISIS

El bióxido de nitrógeno es el único óxido de nitrógeno que se puede medir directamente en la atmósfera con la tecnología existente. Por lo tanto, la medida de óxidos de nitrógeno se basa en la conversión oxidativa de óxido nítrico a bióxido de nitrógeno.

El método estándar en México es el de luminiscencia química (quimioluminiscencia) de fase gaseosa (método estándar de SEDESOL, NOM-CCAM-004-ECOL/1993).

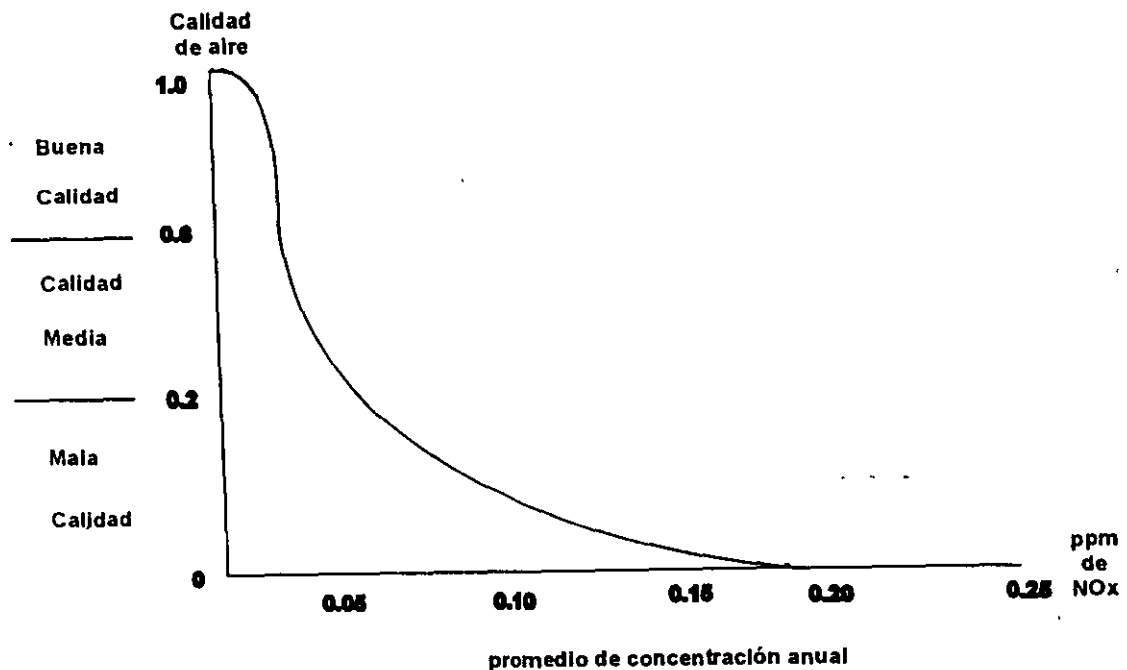
Un método de referencia para la determinación del bióxido de nitrógeno es la técnica de Griess-Saltzman, la que ha sido modificada por la E.P.A. de EE.UU. Es un método que requiere un muestreo continuo de 24 horas, en el cual el aire contaminado con bióxido de nitrógeno se hace burbujear en nitrito de sodio. La concentración de nitrito en la solución es medida por medio de un método colorimétrico a través de la reacción del agente absorbente con ácido fosfórico, sulfanilamida y una solución de NEDA.

Existen estudios comparativos entre fluorescencia inducida por láser (LIF, sus siglas en inglés) y dos técnicas de luminiscencia química (quimioluminiscencia) para medir óxidos de nitrógeno, con un rango de concentraciones entre 10 y 180 ppm. El resultado fue de una precisión de métodos de solamente el 17%. Este valor reafirma la importancia del uso de una técnica en todas las ciudades para hacer posible la comparación de valores analíticos de estos contaminantes.

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de óxidos de nitrógeno de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

Podemos considerar que concentraciones de óxidos de nitrógeno por debajo de 0,05 ppm no producen efectos en la salud. Por encima de este valor puede tener efectos tóxicos y los efectos en la calidad del aire pueden ser estimados por la siguiente curva:



e) LIMITACION ESPACIAL Y TEMPORAL

La concentración de óxidos de nitrógeno no se mantiene constante en tiempo ni en espacio. Estudios de difusión se pueden llevar a cabo utilizando modelos matemáticos.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Los óxidos de nitrógeno pueden causar pérdidas económicas por daños a la vegetación y a edificios y pérdida de valor a las propiedades.

5.5.- MONOXIDO DE CARBONO

El monóxido de carbono, gas producido por la combustión incompleta de productos derivados del petróleo, es el contaminante más común y de mayor distribución en el aire. En áreas cerradas, con mala circulación, puede causar la muerte por asfixia al reemplazar al oxígeno en las células rojas de la sangre

a) EFECTOS

Efectos nocivos en la salud humana ocurren a concentraciones de 12-17 mg/m³ (10-15 ppm) y exposiciones de ocho horas o más, reflejadas en el comportamiento humano en estados de confusión y estrés. A concentraciones mayores puede afectar el sistema nervioso (visión y coordinación) y también el sistema cardiovascular.

La Organización Mundial de la Salud recomienda un límite de exposición a largo plazo de 10 mg/m³ y 8 horas de promedio para el monóxido de carbono.

b) MUESTREO Y MONITOREO

La variable que se mide al estudiar la contaminación por monóxido de carbono es la concentración máxima en períodos de una hora y de ocho horas. Esta concentración es medida en unidades de microgramos por metro cúbico (µg/m³).

El estándar mexicano para monóxido de carbono en aire es de 13 ppm, para muestras de ocho horas una vez al año (NOM-021-SSA1-1993)

Datos históricos y/o recientes pueden existir en agencias de gobierno nacional, estatal o municipal y/o en instituciones de educación e investigación.

El muestreo y el monitoreo de la concentración del monóxido de carbono en el aire debe ser realizada por técnicos en el área de ingeniería química o mecánica con especialización en el uso de instrumentos de colecta de datos de calidad del aire, particularmente de monóxido de carbono. Profesionales especializados en muestreos de datos de calidad del aire deben supervisar las actividades de campo para asegurar que el trabajo se desarrolle correctamente.

* Diario Oficial 18 de enero de 1994

Los instrumentos recomendados para medir monóxido de carbono consisten en: espectrofotómetro infrarrojo no dispersivo; sistema de introducción de la muestra (incluyendo una bomba, una válvula de control y un contador de flujo); un filtro de línea (porosidad de 2 a 10 μm , para retener partículas), un control de humedad (unidades de refrigeración o tubos de secado).

c) ANALISIS

El método de referencia para medir continuamente concentraciones de monóxido de carbono en el aire es una técnica no dispersiva de espectrofotometría infrarroja (NDIR), establecido como el método estándar de SEDESOL (NOM-CCAM-001-ECOL/1993), con un límite de detección de 1 ppm. El método equivalente de SEDESOL es el análisis por cromatografía gaseosa, con un límite de detección de 0,02 ppm.

La técnica de medición NDIR se basa en la absorción de radiación infrarroja por el monóxido de carbono. Comparando electrónicamente la absorción de radiación infrarroja que pasa a través de una celda de referencia y de una celda de análisis, se mide la concentración de este contaminante en la celda de análisis. El CO en la muestra de la celda de análisis absorbe IR a aproximadamente 4,6 μm , resultando así en que menos luz llegue al detector de la celda de referencia. La diferencia en las señales de las dos celdas es la medida del CO presente en la muestra.

La selectividad por CO se obtiene utilizando un detector que consiste en una celda doble, conteniendo CO en ambos lados. La luz que pasa a través de la celda de referencia da en un compartimiento, mientras que la luz de la celda de la muestra da al segundo compartimiento. Los dos lados del detector están separados por un diafragma fino cuyo movimiento se puede controlar electrónicamente. La luz absorbida por el CO en el detector se convierte en calor, la presión sube y el diafragma se deforma, resultando en una señal. Por lo tanto, cuando hay CO presente en la celda de muestra, menos radiación llega a ese lado del detector, el lado de referencia se calienta más y la deformación del diafragma es la medida de CO presente en la muestra.

Otra metodología utilizada es la cromatografía gaseosa con detector de ionización de llama (FID, sus siglas en inglés) donde primero el CO es reducido a metano, ya que el FID no detecta el CO.

En general, los instrumentos que miden concentraciones de monóxido de carbono lo hacen dentro del rango entre 0 y 58 mg/m^3 , con una sensibilidad del 1% de respuesta por cada 0.6 mg de CO/m^3 .

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de monóxido de carbono de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

En general, el monóxido de carbono en el medio ambiente no causa problemas de salud ya que al encontrar altos niveles de este contaminante probablemente existen otros, también que son más tóxicos

e) LIMITACION ESPACIAL Y TEMPORAL

La concentración de monóxido de carbono no se mantiene constante en espacio ni tiempo. Estudios de difusión se pueden llevar a cabo por medio de uso de modelos matemáticos.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Los efectos secundarios a largo plazo por monóxido de carbono en el aire no han sido determinados

5.6.- OXIDANTES FOTOQUIMICOS

Los oxidantes fotoquímicos son producto de reacciones atmosféricas, en presencia de luz solar, entre hidrocarburos y óxidos de nitrógeno, de los cuales el producto más común es el ozono.

a) EFECTOS

Las emisiones por fuentes móviles que producen hidrocarburos y óxidos de nitrógeno producen también ozono. Este contaminante afecta la vegetación causando daño en hojas a concentraciones de 0,05 ppm y cuatro horas promedio de exposición. El ozono también tiene efectos nocivos en polímeros y en materiales fabricados con goma y caucho.

La Organización Mundial de la Salud recomienda una concentración máxima de ozono por hora de 150-200 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ y una máxima de ocho horas a 100-120 $\mu\text{g}/\text{m}^3$.

b) MUESTREO Y MONITOREO

Como el ozono es el principal compuesto en el grupo de oxidantes fotoquímicos, este compuesto se utiliza como referencia de contaminantes fotoquímicos totales.

La concentración del ozono se mide en microgramos por metro cúbico ($\mu\text{g}/\text{m}^3$), considerando la máxima concentración promedio horaria.

El estándar mexicano de concentración de ozono en el aire es de 0,11 ppm, en muestras de una hora una vez al año, en un periodo de tres años (NOM-020-SSA1-1993)

Diario Oficial 18 de enero de 1994

Datos de concentración de ozono pueden existir en dependencias del gobierno federal, estatal o municipal y/o en instituciones de educación e investigación.

Para la colecta de datos de campo se requieren técnicos en el área de ingeniería química o mecánica, especializados en el uso de muestreadores de oxidantes fotoquímicos. Estas operaciones deben ser inspeccionadas por profesionales con experiencia en estudios de calidad del aire para asegurar una adecuada operación.

Los instrumentos básicos para medir oxidantes fotoquímicos en la atmósfera incluyen los siguientes elementos: célula detectora; controlador de flujo de aire con la capacidad de controlar flujos entre 0 y 1,5 litros por minuto; controlador de flujo de etileno con la capacidad de controlar flujos entre 0 y 50 mililitros por minuto; filtro en la entrada de aire para remover partículas mayores que 5 μm de diámetro de la muestra; tubo fotomultiplicador; fuente de alto voltaje (2000 V), un amplificador y un registrador de datos de corriente directa.

c) ANALISIS

La metodología estándar mexicana de análisis de ozono es el de luminiscencia química (quimioluminiscencia), método estándar de SEDESOL (NOM-CAM-003-ECOL/1993), con un límite de detección de 2 ppb. El método equivalente de SEDESOL es por fotometría ultravioleta, con un límite de detección de 1 ppb.

La metodología de detección y de medida de ozono en el aire del medio ambiente consiste en la mezcla simultánea de aire ambiental con etileno, donde el ozono reacciona con el etileno emitiendo luz, la cual es detectada por una célula fotomultiplicadora. La corriente fotogénica que resulta de esta reacción es amplificada y expresada en un registrador de datos.

El rango típico de los instrumentos va desde 0,005 ppm a más de 1 ppm de ozono. La sensibilidad es de aproximadamente 0,005 ppm de ozono.

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de ozono de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

En general, las medidas de ozono se toman entre las 6 y las 9 A.M. A bajas concentraciones no presenta problemas. A medida que el smog aumenta (0,15-0,25 ppm de hidrocarburos) se determina la intensidad del ozono para ese día. Luego de la puesta del sol, el nivel de ozono llega a sus valores mínimos.

e) LIMITES TEMPORALES Y ESPACIALES

El ozono varía mucho en espacio y tiempo por su dependencia de la presencia de otros contaminantes. Su estudio, monitoreo y predicción se pueden llevar a cabo en conjunto con hidrocarburos y óxidos de nitrógeno en el aire.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Los efectos secundarios del ozono se ven reflejados en el deterioro de plantas y de algunos materiales.

5.7.- PLOMO

El plomo es una de las sustancias tóxicas de mayor importancia en estudios de impacto en la calidad del aire por transporte. El plomo se emite como producto de combustión de gasolina con plomo tetraetilico (un agente antiknock).

a) EFECTOS

El plomo tetraetilico tiene efectos neurotóxicos, afectando el sistema nervioso periférico (el cuerpo) y el sistema nervioso central (el cerebro).

Las partículas pequeñas que contienen plomo son absorbidas por la respiración y transportadas a varias partes del cuerpo humano por la sangre. El efecto más nocivo ocurre en el cerebro, ya que este contaminante desarrolla problemas de aprendizaje y de memoria, lo que causa un bajo coeficiente intelectual en niños. El plomo también es causa de problemas en los riñones y el hígado, en el sistema reproductivo y la formación de sangre produciendo anemia.

Un aumento de $1 \mu\text{g}/\text{m}^3$ en el aire resulta en un aumento de 1-2 $\mu\text{g}/\text{dl}$ en la sangre de personas expuestas.

b) MUESTREO Y MONITOREO

Idem al muestreo y el monitoreo de partículas

El estándar mexicano para el plomo en el aire es de $1,5 \mu\text{g}/\text{m}^3$, valor promedio de tres meses.

c) ANALISIS

La metodología analítica utilizada para la determinación de concentraciones del metal plomo en muestras tomadas en partículas suspendidas en el aire es la absorción atómica. En México no existe una metodología estándar hasta la fecha para el análisis de plomo en el aire

Las muestras de partículas son extraídas en el laboratorio y luego son analizadas por espectrofotometría de absorción atómica, de llama o de horno de grafito, dependiendo de la concentración de plomo en las muestras y de la cantidad de muestras a analizar.

Los espectrofotómetros de absorción atómica más comúnmente utilizados en el análisis de plomo son construidos por la compañía Perkin-Elmer, de los que existen varios modelos, tanto de llama como de horno de grafito. Estos últimos pueden tener muestreadores automáticos para análisis rutinarios de grandes cantidades de muestras.

d) INTERPRETACION DE DATOS

En ciudades medias mexicanas el problema de toxicidad por plomo se ve aumentado por la presencia de calles angostas en las zonas céntricas y grandes cantidades de polvo con alto contenido de plomo, tanto dentro de las casas como al aire libre.

e) LIMITES ESPACIALES Y TEMPORALES

Aproximadamente el 25% del plomo utilizado en la gasolina queda en el vehículo y el 75% es emitido en pequeñas partículas ($< 0.5 \mu\text{m}$) El 90% de estas partículas son compuestos inorgánicos (Pb Br Cl y otros) y el resto son emitidas en forma de compuestos orgánicos.

Las partículas pequeñas pueden quedar en suspensión en el aire por largos períodos de tiempo y las partículas de mayor porte ($>0.5 \mu\text{m}$) se depositan cerca de la fuente de emisión. Para estudiar la distribución del plomo, también se debe de tener en cuenta la resuspensión de partículas en polvos en caminos no pavimentados.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Existen varios estudios toxicológicos acerca de los efectos a largo plazo de plomo en el aire. Estos estudios indican que niños expuestos a emisiones por fuentes móviles con plomo tienen un alto grado de probabilidad de sufrir problemas neuro-psicológicos y de comportamiento.

La Agencia de Protección al Medio Ambiente de EE.UU. (EPA) indica que el costo de producir gasolina sin plomo es de 3 a 4 centavos de dólar americano (valor de 1993) por galón. En comparación, el costo de cuidar niños con problemas nerviosos y de comportamiento es mucho mayor. Sin lugar a dudas, la inversión de dinero en producir gasolina sin plomo dará resultados muy positivos para la sociedad en las ciudades medias de México.

5.8.- OLORES

Las emisiones por fuentes móviles, tanto automóviles como camiones y ómnibus, producen un olor característico de "tránsito" el cual afecta distintas comunidades de manera diferente.

a) EFECTOS

Los efectos del olor a "tránsito" en la gente incluye náuseas, pérdida del apetito y varios efectos subjetivos.

b) EVALUACION E INTERPRETACION DE DATOS

Por el carácter subjetivo del impacto en la calidad del aire por olores, la mejor manera de evaluar los efectos en una región o ciudad es el uso de entrevistas personales y/o encuestas por escrito.

c) LIMITES ESPACIALES Y TEMPORALES

Los olores causados por el tránsito se disipan temporal y espacialmente de la misma manera que las emisiones de los vehículos.

Conociendo las concentraciones de contaminantes y los modelos de dispersión de las emisiones de los vehículos se puede estimar el impacto ambiental por olores en el área.

d) EFECTOS SECUNDARIOS

El principal efecto secundario a consecuencia de olores emitidos por emisiones de fuentes móviles es la disminución de la atracción del área considerada, especialmente en zonas de parques y áreas de recreo al aire libre

5.9.- MITIGACION

Para reducir los impactos en la calidad del aire por fuentes móviles, se debe introducir un programa de control de las emisiones por fuentes móviles (verificación). Los vehículos que emiten mayor número de contaminantes son los que tienen motores diesel (principalmente partículas) y los vehículos viejos con poco mantenimiento.

El problema que existe, a pesar de la implementación de sistemas de verificación, es el crecimiento continuo del parque vehicular de los últimos años, el que se espera siga aumentando de la misma manera. Para mantener niveles deseados de emisiones por fuentes móviles totales, se deberán establecer estándares más rigurosos en proporción directa al aumento del número de vehículos en circulación. Como las emisiones vehiculares no pueden ser disminuidas indefinidamente, el crecimiento continuo del tránsito y del parque vehicular va a crear un problema de impacto ambiental para el que en estos momentos no existe una solución definitiva.

Obviamente, para disminuir el número de viajes por vehículo se debe ayudar al desarrollo del transporte personal y en bicicletas. La voluntad de los habitantes de caminar y de andar en bicicleta se ve afectada por la densidad de población y por la calidad del medio ambiente en el cual se viaja.

Existe también el problema de educación de la población en general. En la Ciudad de México y otras, hay inspectores que venden las calcomanías de verificación sin que los vehículos sean inspeccionados. Otro problema fue originado en la misma ciudad cuando se implantó el decreto de que un día a la semana no se puede manejar ciertos vehículos. Esta medida no llevó a la población a utilizar sistemas alternativos de transporte (transporte público, transporte compartido) sino que mucha gente compró otro vehículo para poder manejar esos días. Como consecuencia, el parque vehicular en la Ciudad de México aumentó, y como la mayoría de estos automóviles "secundarios" son más viejos emiten más contaminantes que los vehículos más modernos

Una táctica de mitigación que se puede aplicar a nivel de administración de tránsito es la prohibición de entrada de vehículos a áreas delicadas desde el punto de vista ambiental. Esta prohibición puede ser estructurada por distintas maneras:

- Por tipo de vehículos (camiones, automóviles, etc.)
- Por hora del día (de día o de noche solamente, horarios, etc.)
- Tipo de acceso (pasar a través del área sin poder estacionarse)
- Restricciones de velocidad.
- Acceso permitido solamente a comerciantes y residentes locales.

Otra táctica de Ingeniería de Tránsito para mitigar el impacto ambiental es la mejora en señales en los cruces de calles, caminos y carreteras y la sincronización de semáforos.

La limitación de velocidades ha sido aplicada en varias ciudades del mundo como medida para disminuir emisiones por fuentes móviles. El consumo de combustible aumenta a partir de velocidades cerca de los 60 km/h, y sube más drásticamente a partir de los 80 km/h. La reducción de la velocidad también disminuye el número de accidentes lo que es un impacto positivo en el desarrollo urbano.

Una vez que el estudio se ha presentado, la ciudad tendrá otras opciones de mitigar los impactos en la calidad del aire incluyendo los enumerados a continuación:

- i) Selección de otra área para el proyecto. Una de las opciones es la de seleccionar una área alternativa, en la que se puedan desarrollar los programas de transporte que la ciudad necesite y al mismo tiempo reduciendo los impactos en la calidad del aire.
- ii) Aumentar los programas de inspección (verificación) y de mantenimiento vehicular. Se puede priorizar el programa de inspecciones de vehículos en la zona de estudio para minimizar los impactos por los vehículos con más emisiones. Las organizaciones dedicadas a las inspecciones de vehículos deberán tener auditorías independientes para controlar irregularidades
- iii) Retirar a los vehículos que no cumplan con los estándares de emisiones. Una vez que estos vehículos sean indentificados deben ser retirados y prohibida su circulación.
- iv) Concentrar esfuerzos en los contaminantes mayores. Los estados y municipalidades pueden dedicarse a minimizar las fuentes móviles contaminantes con más uso, como ser los ómnibus, taxis y camiones comerciales
- v) Proporcionar combustibles de alternativa Por ejemplo, gasolina sin plomo para poder utilizar convertidores catalíticos.
- vi) Requerir instalaciones de sistemas de recuperación de vapores orgánicos. Las estaciones gasolineras pueden adoptar sistemas sencillos de recuperación de vapores durante las operaciones de carga de combustibles y de esta manera disminuir los precursores de ozono, o sea, los hidrocarburos en el aire.

6.- IMAGEN URBANA

Los impactos de proyectos de transporte sobre la imagen urbana incluye cambios percibidos por medio de los sentidos, como pueden ser la vista, el oído y el olfato. Los criterios de tolerancia de cambios en la imagen urbana están basados en criterios que pueden variar según las zonas y las ciudades consideradas. Los cambios visuales son probablemente los más familiares como los cambios estéticos y modificaciones de paisajes.

Para la evaluación ambiental de la imagen urbana se pueden incluir las siguientes áreas:

Deterioro del paisaje. Donde la creación de caminos rurales y los asentamientos reducen el paisaje visual a través de la pérdida de la vegetación. La primera medida de mitigación incluye el diseño de un proyecto que se combine con el paisaje

Basura. El aumento de los viajes por los caminos aumenta los problemas de basura en las orillas de los caminos.

Erosión de tierra. Bajo los caminos rurales puede ocurrir erosión de la tierra debido a una dispersión inadecuada del agua de lluvia.

Expansión urbana Los proyectos de transporte atraen industrias de servicio a lo largo de los caminos, los cuales reducen significativamente la perspectiva visual del área.

Ruido y polvo. Los proyectos de transporte pueden provocar impactos de polvo y ruido en poblaciones localizadas cerca de los caminos.

a) EFECTOS

En general, cualquier actividad que altere la calidad o las características típicas de una zona se consideran como efectos en la imagen urbana. Percepciones visuales pueden ser alteradas por actividades de construcción, forestación, recreación, transporte, manejo de tierras y cualquier otro proyecto que incluya cambios de paisaje.

También se deben considerar efectos en la imagen urbana que afecten los sentidos del oído y del olfato debido a la presencia de actividades industriales, incineradores, operaciones de transporte aéreo, disposición de desechos, etc.

b) VARIABLES

Debido a los distintos valores y percepciones que las poblaciones tienen con respecto a la belleza del medio ambiente, la cuantificación de los impactos sobre la imagen urbana es un proceso muy delicado. Por el contrario, es más fácil llegar a acuerdos sobre lo que es feo e indeseable.

La formulación de criterios de imagen urbana debe ser llevada a cabo por personas que han tenido la experiencia en proyectos, tomando en cuenta la sensibilidad de los habitantes del

área a los cambios estéticos. Las técnicas de medida de estas variables son básicamente de dos tipos:

a) *Subjetivo* donde los procedimientos de análisis cualitativo están basados en el diseño de un profesional experto en el tema.

b) *Objetivo* donde los procedimientos de análisis cuantitativo están basados en valores dados por estudios previos, por libros y tablas, etc. Lo básico de esta metodología es la creación y el establecimiento de estándares, controles arquitectónicos, decretos de ubicación de letreros y otras obstrucciones de la vista en carreteras y criterios paisajísticos.

c) EVALUACION DE PAISAJES

A continuación se presentan los pasos a seguir en la evaluación de un paisaje:

1o.- CARACTERISTICAS DEL PAISAJE

- *Definición de límites:* topográficos, físicos, etc.
- *Formas generales del terreno.*
- *Tipos de vegetación.*
- *Rasgos característicos:* colinas, valles, etc.
- *Límites de tierra-agua:* condiciones y calidad.
- *Clima.*
- *Rasgos culturales:* objetos artificiales, transporte, estructuras, etc.
- *Otras estructuras naturales y artificiales características de la zona.*

2o.- COMPONENTES MAYORES

- *Unidad:* la cohesión de las partes en una única unidad armoniosa.
- *Presencia o ausencia de un factor dominante de la zona.*
- *Variedad:* diversidad sin confusión o estímulo visual.

3o.- COMPONENTES MENORES

- *Textura:* identificación de la calidad de la vista (suave, abrupta, etc.) debido a la presencia de árboles, rocas, etc
- *Color:* tipo(s) de luz, brillo, variedad e intensidades.
- *Contraste:* de colores, formas y textura
- *Uniformidad:* similitud entre distintos componentes.
- *Escala:* comparación de proporciones entre distintos objetos dentro del paisaje.

4o.- CARACTERISTICAS CAMBIANTES

- *Distancia:* proximidad de los componentes dentro del paisaje.
- *Posición del-observador:* calidades estéticas debidas a la distinta posición del observador
- *Tiempo de observación del paisaje.*
- *Tiempo:* cambios diarios y de estaciones.
- *Estado mental del observador:* humor, valores, anticipaciones.

e) EVALUACION E INTERPRETACION DE DATOS

A pesar de la dificultad que significa el cuantificar los impactos en la imagen urbana, se han desarrollado varios métodos de evaluación e interpretación de datos. Estas metodologías tienen dos formas generales:

METODOLOGIAS NUMERICAS. Valores numéricos relativos son dados relativamente a varios factores extrínsecos e intrínsecos que forman parte de la imagen urbana teniendo en cuenta el valor individual como parte del conjunto de los factores estudiados. Con estos procedimientos se logra dar un valor cuantitativo a las relaciones visuales, se le da un valor a los recursos estéticos y se describen las implicaciones de los cambios en la imagen urbana.

METODOLOGIAS NO NUMERICAS Estas ponen énfasis en los atributos visuales de una forma similar a la anterior, pero evalúa a los elementos estéticos en términos de un análisis comparativo basado en un criterio preestablecido. Estos métodos no asignan valores numéricos pero, en algunos casos, se asigna un valor negativo. Los estudios se pueden agrupar en dos categorías:

- Metodologías visuales: en las cuales se lleva a cabo un inventario de los componentes visuales del medio ambiente y son estudiados por los profesionales a cargo del proyecto.
- Metodologías del análisis hecho por el usuario final del área: se debe identificar los sentimientos del público acerca de varios atributos estéticos de la zona y cómo reaccionaría frente a los impactos potenciales identificados.

f) CONDICIONES ESPECIALES

Debido a que el valor, la importancia y la expresión de belleza en la imagen urbana varía con los cambios de percepción, es muy importante notar que las siguientes condiciones tienen mucha importancia en la determinación de los impactos en la imagen urbana:

El estado mental del observador. factores actuales perceptivos del medio ambiente y de la vida diaria en conjunto con experiencias pasadas y expectativas futuras, pueden causar impresiones variadas de la calidad de la imagen urbana.

Experiencias pasadas y características socioeconómicas del observador la cultura y las situaciones económica y social del observador influyen la perspectiva de análisis de las calidades de la imagen urbana.

Contexto de la observación. en ciertos casos, la estructura analizada se encuentra fuera de lugar y sería aceptable en otro lugar o bajo distintas condiciones.

g) MITIGACION

Los impactos ambientales sobre la imagen urbana son frecuentemente muy controversiales. A pesar de que generalmente la gente quiere vivir en zona con aire de buena calidad, aguas limpias, paisajes naturales y serenidad, los factores económicos y otros hechos de vida hacen que no siempre sea posible.

De todas maneras, varios impactos sobre la imagen urbana pueden ser minimizados y deben ser considerados en la etapa de planificación. Estos impactos varían dependiendo de las zonas del proyecto, la población, etc., y en última instancia con el beneficio económico y/o social que traerá aparejado un cambio en la estética local, que es determinado por los valores intrínsecos a la zona de estudio.

7.- METODOLOGIA PARA EVALUAR EL IMPACTO AL MEDIO AMBIENTE EN PROYECTOS DE VIALIDAD Y TRANSPORTE

La metodología de evaluación para los proyectos de vialidad y transporte está basada en el método diseñado por McHarg. Se considera la clasificación de todas las componentes inventariadas en función de su vulnerabilidad o resistencia al proyecto y es aplicable principalmente a proyectos lineales

Para identificar los impactos ambientales sobre los medios físico, biótico y socioeconómico que se derivarán de la ejecución de los proyectos de vialidad y transporte, se deberán de considerar los siguientes criterios de evaluación.

NIVEL DE IMPACTO IDENTIFICADO. Es la predisposición de un elemento del medio natural, humano o del paisaje para ser modificado o para ser motivo de dificultad para la ejecución del proyecto. Se presenta en tres gradientes definidos de la siguiente manera:

Alto. Cuando el elemento resulta aniquilado o muy dañado por la implantación del proyecto; requiere de modificaciones de gran envergadura al proyecto.

Medio. Cuando un elemento resulta perturbado, sin embargo, puede coexistir en el conjunto de la obra; origina dificultades técnicas pero no cuestiona la factibilidad del proyecto

Bajo. Cuando se modifican en algo los elementos, causa pequeñas dificultades

AMPLITUD DEL IMPACTO La amplitud del impacto indica a qué nivel espacial corresponde y se define así:

Regional. El impacto alcanzará el conjunto de la población del área de influencia o una importante de la misma.

Local. El impacto llegará a una parte limitada de la población dentro de los límites del terreno.

Puntual. Alcanzará a un pequeño grupo de individuos.

VALOR DEL ELEMENTO Se obtiene de un criterio globalizado que incluye varias características, tales como: valor intrínseco, rareza, importancia, situación en el medio y legislación que le afecta. Se establecen cinco valores para el elemento:

Legal. Cuando dicho elemento está protegido por medio de algún instrumento normativo vigente

Alto. Si el elemento exige una protección o conservación especial, o bien se espera mejorar sus condiciones.

Medio. Presenta características que hacen que su conservación sea de interés.

Bajo. Cuando la protección del elemento no es muy necesaria, o bien cuando presenta buen nivel de recuperación.

Muy bajo. Cuando la protección del elemento no es necesaria.

GRADO DE RESISTENCIA. Al combinar los tres niveles de impacto y los cinco grados de valor para el elemento, se obtienen seis grados de resistencia que son:

Obstrucción. Cuando un elemento está protegido por una ley. Se trata de un elemento que exige una gran inversión para vencer las dificultades técnicas casi insuperables.

Muy grande. Aplicada a un elemento que sólo será perturbado en una situación límite. Este tipo de elemento debe ser evitado de ser posible, pues supone un esfuerzo considerable.

Grande. En este caso, el elemento de ser posible será evitado, a causa de su fragilidad ecológica o por el alto costo de su protección. O bien requerirá de la instrumentación de medidas de mitigación con un grado técnico más avanzado para minimizar sus efectos.

Media. Se puede interferir en el elemento evidentemente con medidas de prevención o mitigación que exigen un costo adicional.

Débil. El elemento puede ser utilizado aplicando medidas de mitigación mínimas.

Muy débil. La intervención en este elemento no supone inconveniente alguno.

RELEVANCIA DEL IMPACTO.

Significativo. Cuando el impacto tiene un grado de importancia tal que sus repercusiones modifican la dinámica del ecosistema.

No significativo. Cuando el efecto es poco relevante para el ecosistema.

Reversible. Cuando el ecosistema es capaz de recobrar sus condiciones naturales después de un lapso

Irreversible. Cuando el efecto causado permanece a través del tiempo.

Positivo. Cuando se derivan beneficios de las actividades ejecutadas.

Negativo. Cuando las actividades causan degradación ambiental.

Para llevar a cabo la evaluación de los impactos ambientales de acuerdo a los criterios antes descritos, la ejecución del proyecto considerará las siguientes etapas:

ETAPA 1: SELECCION DEL SITIO.

ETAPA 2: PREPARACION DEL SITIO.

ETAPA 3. CONSTRUCCION.

ETAPA 4. OPERACION

ETAPA 5: MANTENIMIENTO

ETAPA 6: ABANDONO.

Para la evaluación de los impactos ambientales, se considerarán diversos componentes ambientales. Sus elementos se desglosan a continuación.

<p>Climatología. Concentración de partículas suspendidas totales, óxidos de nitrógeno, óxidos de azufre, monóxido de carbono e hidrocarburos volátiles. Visibilidad. Nivel del ruido (intensidad, duración, repetición). Olor.</p> <p>Suelo. Características físicas y químicas. Grado de erosión. Cambio de uso actual del suelo. Uso potencial del suelo</p> <p>Hidrología superficial. Modificaciones de la hidrología de las aguas superficiales Modificaciones del sistema de drenaje Calidad del agua. Usos Variación del flujo.</p> <p>Hidrología subterránea. Calidad del agua. Usos. Recarga del acuífero. Alteración de flujo. Interacción con la superficie.</p>	<p>Vegetación. Modificaciones del hábitat. Características (tipo, diversidad, abundancia, asociaciones típicas). Especies de valor comercial. Especies endémicas y/o en peligro de extinción.</p> <p>Fauna. Características (tipo, diversidad, abundancia). Especies de valor comercial. Especies endémicas y/o en peligro de extinción. Especies de interés cinegético.</p> <p>Medio socioeconómico. Urbanización. Demografía. Distribución territorial. Migración. Empleo y mano de obra. Calidad y estilo de vida. Infraestructura y servicios públicos. Expropiaciones. Economía (sectores primario, secundario, terciario y relaciones locales y regionales)</p> <p>Paisaje. Relieve y caracteres topográficos. Continuidad del paisaje. Contraste y transición.</p>
---	---

ETAPA: SELECCION DEL SITIO

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Transporte de equipo	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Prospección de la Zona	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Obtención de muestras.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Análisis de muestras.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación mano de obra	Medio socioeconómico					
TOTAL						

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO

GRADO DE RESISTENCIA
 B BAJO
 MB MUY BAJO
 O OBSTRUCCION
 MG MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL
 MD MUY DEBIL

ETAPA: PREPARACION DEL SITIO

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Caminos provisionales de desvío	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Caminos de acceso	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Instalación de Campamentos	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Transporte y almacenamiento de materiales equipo	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Operación de maquinaria y equipo	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL	AMPLITUD	VALOR DEL ELEMENTO			GRADO DE RESISTENCIA	
A ALTO	R REGIONAL	LE LEGAL	B BAJO	O OBSTRUCCION	M MEDIO	
M MEDIO	L LOCAL	AL ALTO	MB MUY BAJO	MG MUY GRANDE	D DEBIL	
B BAJO	P PUNTUAL	M MEDIO		G GRANDE		
S SIGNIFICATIVO						
NS NO SIGNIFICATIVO						

ETAPA: PREPARACION DEL SITIO

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Desmante y despirme	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Explotación de bancos de material	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Cortes, nivelación y compactación.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Uso de explosivos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Manejo y disposición de desechos	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación mano de obra	Medio socioeconómico					

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 MB MUY BAJO

GRADO DE RESISTENCIA
 O OBSTRUCCION
 MG MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL

ETAPA: CONSTRUCCION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Obras y servicios de apoyo	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje					
Construcción y rehabilitación de caminos de accesos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Construcción de servicios auxiliares.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Transporte y almacenamiento de materiales y equipo.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Transporte y almacenamiento de combustible	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL		AMPLITUD		VALOR DEL ELEMENTO			GRADO DE RESISTENCIA				
A	ALTO	R	REGIONAL	LE	LEGAL	B	BAJO	O	OBSTRUCCION	M	MEDIO
M	MEDIO	L	LOCAL	AL	ALTO	MB	MUY BAJO	MG	MUY GRANDE	D	DEBIL
B	BAJO	P	PUNTUAL	M	MEDIO			G	GRANDE	MD	MUY DEBIL
S	SIGNIFICATIVO										
NS	NO SIGNIFICATIVO										

ETAPA: CONSTRUCCION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Uso de banco de material	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Acarreo de material.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Uso de explosivos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Tratamiento al suelo y a los materiales.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Construcción de estructuras	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL	AMPLITUD	VALOR DEL ELEMENTO			GRADO DE RESISTENCIA		
A ALTO	R REGIONAL	LE LEGAL	B BAJO	O OBSTRUCCION	M MEDIO		
M MEDIO	L LOCAL	AL ALTO	MB MUY BAJO	MG MUY GRANDE	D DEBIL		
B BAJO	P PUNTUAL	M MEDIO		G GRANDE	MD MUY DEBIL		
S SIGNIFICATIVO							
NS NO SIGNIFICATIVO							

ETAPA: CONSTRUCCION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Obras de drenaje	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje					
Instalación de línea de abastecimiento de agua	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Obras de pavimentación	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Obras complementarias	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Obras de alumbrado vial	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL		AMPLITUD		VALOR DEL ELEMENTO			GRADO DE RESISTENCIA				
A	ALTO	R	REGIONAL	LE	LEGAL	B	BAJO	O	OBSTRUCCION	M	MEDIO
M	MEDIO	L	LOCAL	AL	ALTO	MB	MUY BAJO	MG	MUY GRANDE	D	DEBIL
B	BAJO	P	PUNTUAL	M	MEDIO			G	GRANDE	MD	MUY DEBIL
S	SIGNIFICATIVO										
NS	NO SIGNIFICATIVO										

ETAPA: CONSTRUCCION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Obras de señalización	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Jardinería y ornamentación	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Manejo y disposición de desechos sólidos	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Desmantelamiento de la infraestructura de apoyo	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación mano de obra	Medio socioeconómico					
TOTAL						

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO

GRADO DE RESISTENCIA
 B BAJO
 MB MUY BAJO
 O OBSTRUCCION
 MG MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL
 MD MUY DEBIL

ETAPA: OPERACION

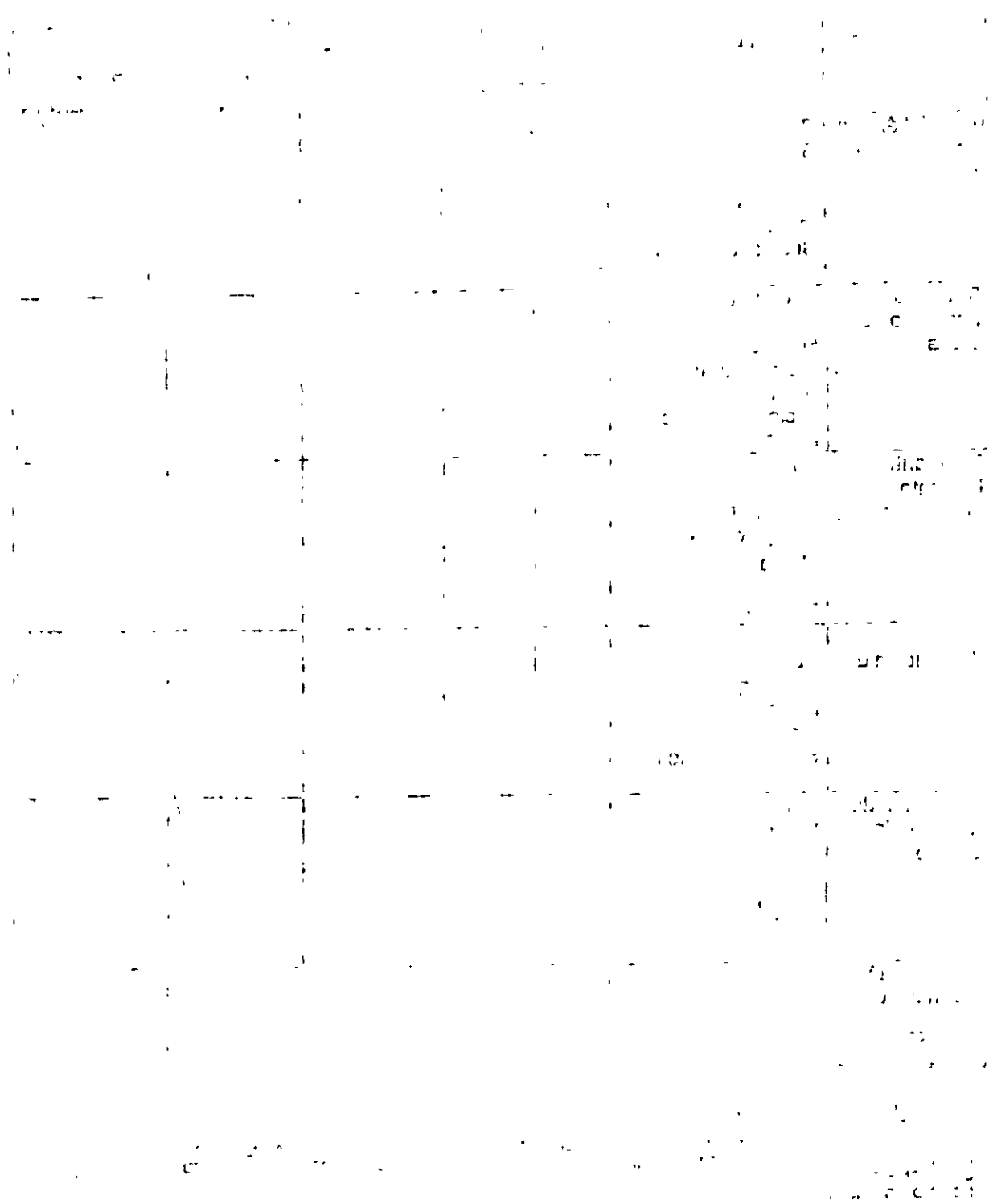
ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Tránsito diario promedio	Climatología: Gases. Partículas. Olores. Ruido. Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Transporte de materiales peligrosos	Climatología: Gases. Partículas. Olores. Ruido. Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Alteración a los patrones de tránsito vehicular	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Alteración a los patrones de tránsito peatonal..	Medio Socioeconómico Paisaje					

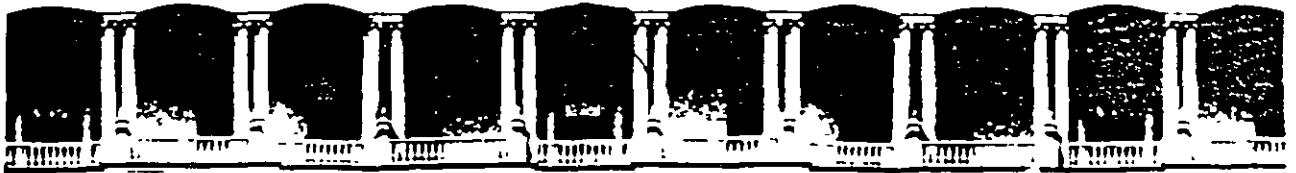
NIVEL	AMPLITUD	VALOR DEL ELEMENTO		GRADO DE RESISTENCIA			
A ALTO	R REGIONAL	LE LEGAL	B BAJO	O OBSTRUCCION	M MEDIO		
M MEDIO	L LOCAL	AL ALTO	MB MUY BAJO	MG MUY GRANDE	D DEBIL		
B BAJO	P PUNTUAL	M MEDIO		G GRANDE	MD MUY DEBIL		
S SIGNIFICATIVO							
NS NO SIGNIFICATIVO							

ETAPA: OPERACION.

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Operación de servicios.	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Señalización	Climatología Medio socioeconómico Paisaje					
Mobiliario urbano	Medio Socioeconómico Paisaje					
Forestación y reforestación.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Manejo y disposición de desechos sólidos.	Climatología. Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación de mano de obra.	Medio socioeconómico					
TOTAL						

NIVEL		AMPLITUD		VALOR DEL ELEMENTO			GRADO DE RESISTENCIA				
A	ALTO	R	REGIONAL	LE	LEGAL	B	BAJO	O	OBSTRUCCION	M	MEDIO
M	MEDIO	L	LOCAL	AL	ALTO	MB	MUY BAJO	MG	MUY GRANDE	D	DEBIL
B	BAJO	P	PUNTUAL	M	MEDIO	G	GRANDE			MD	MUY DEBIL
S	SIGNIFICATIVO										
NS	NO SIGNIFICATIVO										





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

**TEMA: PLAN MAESTRO DEL TRANSPORTE VEHICULAR EN
EL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR**

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

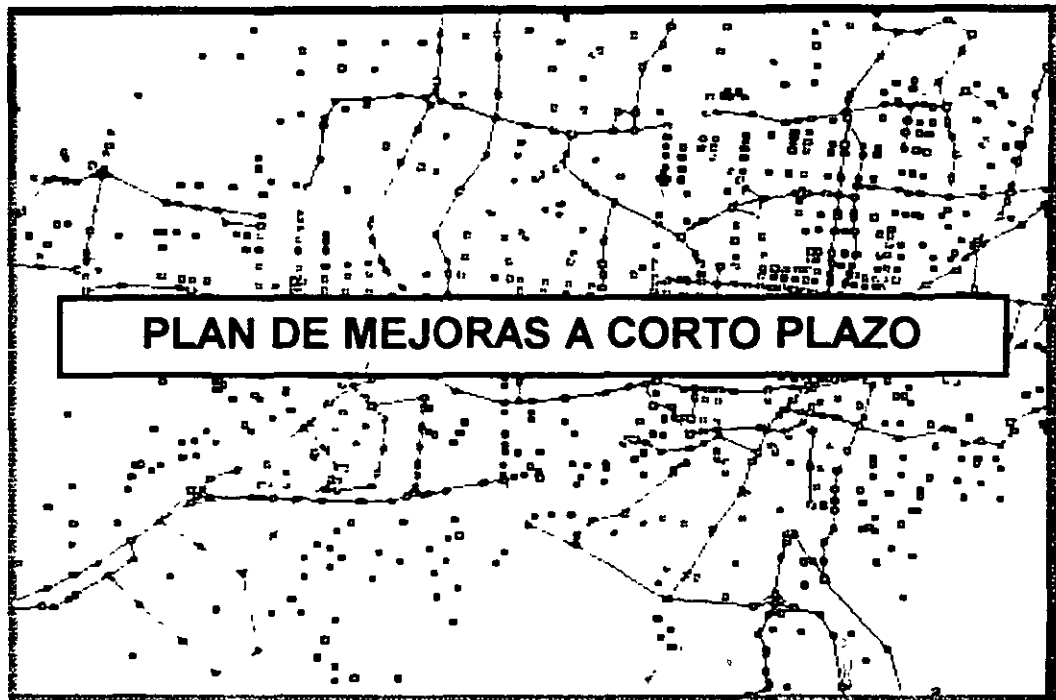
**TEMA: PROGRAMA DE MEJORAS VIALES Y DE TRANSPORTE
A CORTO PLAZO EN LA CIUDAD DE SAN SALVADOR**

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997

PLAN MAESTRO DEL TRANSPORTE VEHICULAR EN EL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (AMSS)

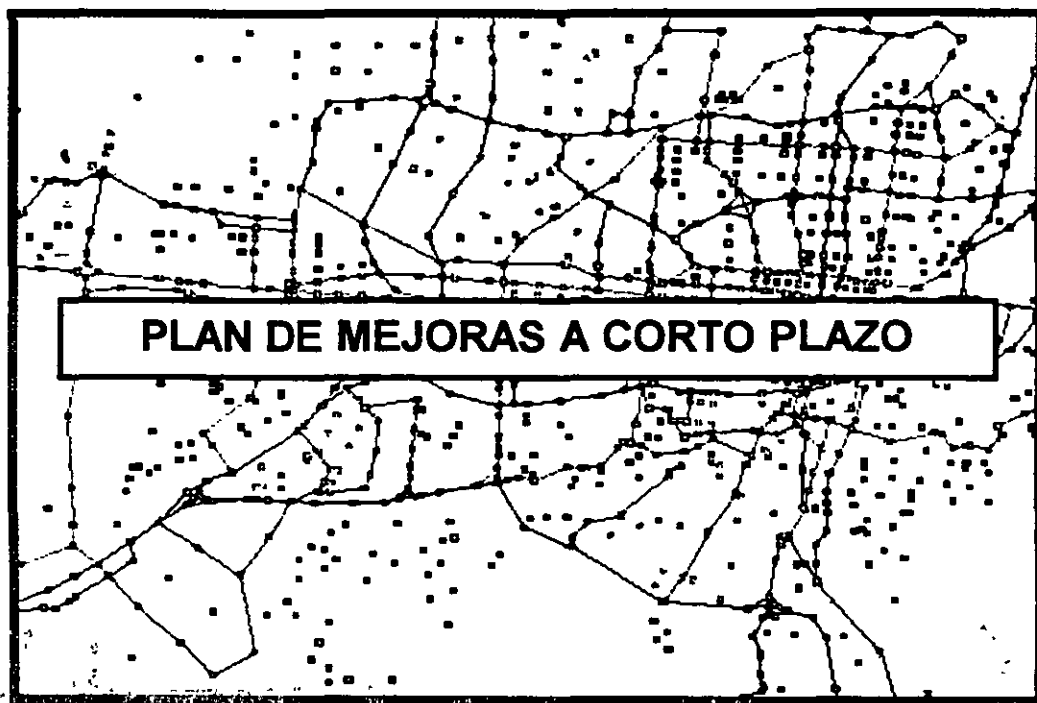
5to INFORME DE PROGRESO



ENERO 1997

**PLAN MAESTRO DEL TRANSPORTE VEHICULAR EN EL
AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (AMSS)**

5to INFORME DE PROGRESO



enero 1997 **ENERO 1997**

Capítulo 1

INTRODUCCION

1.1. Localización y características generales

La Ciudad de San Salvador es la capital de la República de El Salvador, ubicada en una agradable valle al pie del Volcán El Salvador, a 682 m del nivel del mar y una población de 1.7 millones de habitantes, en el área conurbada.

La República de El Salvador esta ubicada en el corazón de América Central, limitada al Norte y Oriente por la República de Honduras, al Poniente por la República de Guatemala y al Sur por el Océano Pacifico. Cuenta con una superficie de 21,000 Km² y un litoral de 320 Km., un clima cálido tropical (temperatura promedio de 25 a 28° c) y 6 millones de habitantes.

1.2. Objetivos

En términos generales, los objetivos del Plan de Mejoras a Corto Plazo como una etapa del estudio del Plan Maestro de Transporte son los siguientes:

El objetivo general del estudio es el de preparar un Plan Maestro de Transporte Vehicular en el Area Metropolitana de San Salvador (AMSS) y proponer un sistema de transporte de pasajeros que cubra la demanda para un horizonte de corto, mediano y largo plazo, determinar la organización institucional administrativa y la regulación más adecuada para la gestión del transporte, y finalmente, establecer el ordenamiento legal necesario para la implementación del sistema propuesto.

El objetivo del Plan de Mejoras Viales a Corto Plazo (1997-2000) es el de mejorar y hacer más eficiente la red vial del AMSS, a través de medidas viales que requieran de una modesta inversión relativa y de una ejecución rápida, que no exceda de 4 años; de esta manera se lograrán beneficios importantes a los usuarios de la misma.

Adicionalmente el objetivo del Plan de Mejoras a Corto Plazo, en la tarea del transporte colectivo, es dar una propuesta de reorganización del servicio en una estructura de paquetes de rutas, de tal manera que los prestatarios puedan satisfacer de manera adecuada y eficiente los deseos de la demanda.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

TEMA: PRIMERA PARTE

MEJORAS EN EL SISTEMA VIAL

Ing. Enrique Salcedo Martínez

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
CARRERA DE INGENIERÍA EN TRANSPORTE
CARRERA DE INGENIERÍA EN TRANSPORTES
CARRERA DE INGENIERÍA EN TRANSPORTES

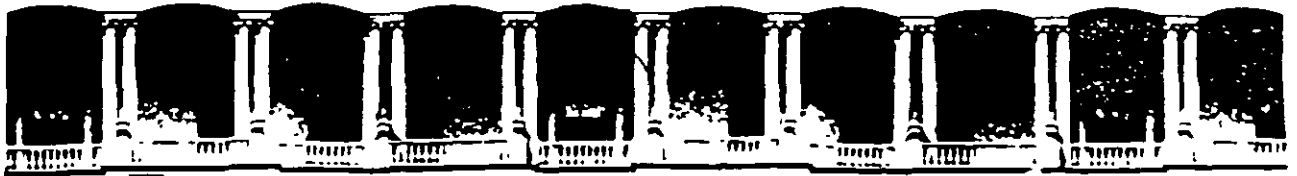
Junio, 1997

1-11-11 11:11 AM
1-11-11 11:11 AM

PRIMERA PARTE

MEJORAS

EN EL SISTEMA VIAL



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

**TEMA: RESUMEN DE LA PROBLEMÁTICA ACTUAL PARA LA
PLANIFICACIÓN A CORTO PLAZO**

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997

CAPITULO II

RESUMEN DE LA PROBLEMÁTICA ACTUAL PARA LA PLANIFICACION A CORTO PLAZO

2.2 Resumen de la Problemática del Funcionamiento del Sistema Vial Actual Preparación del Respaldo para el Plan de Mejoras a Corto Plazo (PCP)

2.2.1 Resumen de la Problemática Existente

Las características principales seleccionadas de la RMSS en el año 1996, que se refieren a los aspectos de generación de viajes, son los siguientes (una descripción detallada de estos aspectos se presentó en los informes anteriores - 3er. Informe de Diagnóstico y 4to. Informe de la Proyección de la Demanda):

- La población de la Región es cerca de 1.7 millones de habitantes.
- La flota vehicular registrada es de casi 200,000 unidades (82% livianos, 9% buses y microbuses, y 9% camiones).
- La tasa promedio de motorización tiene un valor de 119 vehículos por 1,000 habitantes en total, y 98 refiriendo sólo a livianos.
- Del resultado del estudio de las encuestas realizadas por el Consultor en el RMSS se producen alrededor de 2.75 millones de viajes diarios de personas; el 29% de estos viajes se realizan en livianos (conductores y pasajeros), el 69% en transporte colectivo y el resto (2%) en otros modos. Los motivos principales de dichos viajes fueron: 28% al trabajo, el 13% a estudios y el 59% para otros propósitos.
- De los resultados anteriores, se tiene que el 82% de los vehículos livianos transportan únicamente el 29% del total de viajes de persona y que los buses y microbuses (que son solo 9% del total de vehículos registrados) transportan el 69% del total de viajes de persona.

A continuación se mencionan las deficiencias más destacadas de la red vial actual del AMSS y RMSS, que faltan:

- ♦ Jerarquización de las vías: este elemento se refiere a la clasificación del sistema vial metropolitano en categorías o niveles de jerarquía - como arterias primarias y secundarias, colectores y distribuidores, calles locales. Este es un paso primario y crítico antes de tomar cualquier decisión que se refiera a cambios y/o mejoramientos en el sistema vial metropolitano.
- ♦ Continuidad de las vías al fondo de la jerarquización vial definida hay que mantener continuidad, en particular a nivel de varias categorías del sistema. En otras palabras, es necesario e importante preservar la continuidad del sistema arterial, sin pasar a nivel local y regresar nuevamente a nivel arterial.

◆ Diseño adecuado de las vías: este elemento se refiere a diseño geométrico de la vías y en particular de las intersecciones.

◆ Control del tránsito: este elemento se refiere al control de circulación vehicular (diseño y mantenimiento de los semáforos, integración del estacionamiento en la operación de la vía, uso correcto de la señalización vertical y horizontal, diseño integral de la circulación regional etc.)

Estos aspectos importantes - y aún vitales - del funcionamiento correcto del sistema vial a nivel MACRO se analizó a profundidad y se presentó en detalle a través de dos Informes anteriores del Proyecto (2do. Informe: Plan de Acciones Inmediatas y 3er. Informe: Diagnóstico de la Situación Actual del Tráfico y Transporte en el AMSS). Estos informes presentan las deficiencias del sistema actual por la implementación incorrecta o aún una falta de consideración de los cuatro elementos principales mencionados arriba.

Las deficiencias mencionadas traen como resultado una reducción de la capacidad de la red vial y un incremento de las horas-hombre perdidas, costos elevados de operación vehicular, seguridad vial disminuida y un incremento de la contaminación ambiental.

Todo lo anterior se agrava más por la forma de operación de la red vial actual, con vías de doble sentido de tránsito y giros a la izquierda en las intersecciones; así como paradas de los buses de manera anárquica.

Otra problemática importante la constituye la operación del transporte colectivo de buses y microbuses. Actualmente las rutas se concentran en el Centro Histórico de San Salvador; siendo esto una parte importante de los congestionamientos en esa zona. Esta problemática se incrementa con la existencia de vendedores ambulantes, que invaden las aceras y parte de la superficie de rodaje e inclusive existen 2 tramos de calles cerradas al tránsito vehicular.

Como se puede ver, la figura A1 (en el anexo A) presenta problemas de congestión hasta niveles de servicio *E* y *F* en las arterias primarias que conducen al centro de San Salvador, así como en varias vías en el centro de la ciudad. En la figura 2-3 a continuación se indican las arterias y calles colectores principales seleccionadas que están operando con niveles de servicio deficiente *E* y *F* según los resultados de la asignación.

Fig. 2-3: Arterias y Calles Colectores con Niveles de Servicio Deficientes *E* y *F* - Situación Actual

No.	Nombre de la Calle	Tramo	Sentido del Transito	Nivel de Servicio Estimado	
				E	F
1	Carretera Panamericana	Santa Tecla - Autopista Sur	Pte - Ote	x	x
2	Bivd Manuel E Araujo	Autopista Sur - Bivd Venezuela	ambos	x	x
3	Bivd Venezuela	Bivd M E Araujo - Bivd Ejercito	ambos	-	x
4	Autopista Sur	49a Av Sur - Al M E Araujo	Ote - Pte	x	x
5	75a Avenida Norte	San Antonio Abad - Calle del Mirador	Norte - Sur	-	x
6	Avenida Jerusalem	Cerca de la Interseccion con Calle La Mascota	Sur - Norte	-	x
7	Avenida Hipodromo	Calle Loma Linda - Calle La Mascota	Sur - Norte	-	x
8	Calle Monserrat	49a Av Sur - Av Diplomaticos	ambos	x	
9	Bivd Ejercito	Bivd Venezuela (acceso a Soyapango)	Ote - Pte	-	x
10	Avenida Peralta	Entre los redondeles Reloj de Flores y Terminal Oriente de Buses	ambos	-	x
11	Calle Independencia y 1a Calle Oriente	Redondel Reloj de Flores - Bivd Constitucion	Ote - Pte	x	x
12	Alameda Juan Pablo II	2a a 9a Av Norte	Ote - Pte	-	x
		39a Av Norte - Av Bernal	Pte - Ote	-	x
		Av Bernal - 75a Av Norte	ambos	-	x
13	Alameda F D Roosevelt	Bivd M E Araujo - 25a Av Sur	Ote - Pte	x	x
14	Calle Ruben Darro	11a Av Sur - Calle Independencia	Pte Ote.	x	x
15	4a Av Sur - Norte (en Soyapango)	Bivd del Ejercito - Sebastian Texincal	ambos	-	x
17	Antigua Carretera Panamericana (en Soyapango)	4ta Av Norte - Carr Troncal del Norte	Ote - Pte	-	x
18	Avenida Juan Bertis	Sebastian Texincal - Carr Troncal del Norte	Norte - Sur	-	x
19	Carretera Troncal del Norte	Av J Bertis - 29a Calle Oriente	Norte - Sur	-	x
20	Rep Federal de Alemania	Calle Concepcion - Redondel Reloj de Flores	Norte - Sur	-	x
21	Calle Principal - Av Diplomaticos - Av a Sto Tomas y Av Cuba	Autopista al Aeropuerto - Bivd Venezuela	Sur - Norte	x	x
22	Av Cuscatlan - Av España	2a Calle Oriente (en el norte) - Av Juan Pablo II	Norte - Sur	x	x
23	2a Avenida Sur - Norte	Bivd Venezuela - 1a Calle Oriente	Sur - Norte	-	x
24	29a Avenida Norte - Circunvalacion Universitaria	Calle Zacamil - 29a Calle Pte	Norte - Sur	-	x
25	Bivd Constitucion	Calle San Antonio Abad - 1a Calle Pte	Norte - Sur	x	x
26	49 Avenida Sur - Norte	Av Juan Pablo II - Calle Olimpica	Norte - Sur	x	x

2.2.3 Preparación de Antecedentes para el Plan de Mejoras a Corto Plazo (PCP)

En la figura A2 (anexa a continuación en el Anexo A), se presenta el escenario del pronóstico de volúmenes vehiculares al año 2000; es decir, con la misma red vial actual (sin mejoras) y los volúmenes de tránsito que se estima circularán en el año 2000 (llamado más adelante escenario 3002). Esta forma de presentación se llama normalmente "**ALTERNATIVA CERO - (ALT-0)**", la intención de esta forma de presentación es dar una estimación de la situación futura que ocurrirá si no se incorpora ningún desarrollo en el sistema existente.

Se observa, al comparar las figuras A1 y A2 (escenario 3001 y 3002), que las vías que tienen un nivel de servicio de operación ineficiente *E* y *F* actualmente, pasan a tener un nivel de servicio de operación aún más ineficiente con volúmenes vehiculares más altos, o sea que habrá momentos de paro en la circulación de los vehículos. Adicionalmente, las vías que actualmente tienen un nivel de servicio *D* pasan al nivel de servicio *E* y así sucesivamente las vías van decreciendo hasta los más bajos niveles de servicio.

Por otra parte, si analizamos los resultados a nivel de sistema presentados en la figura 2-4 para estos dos escenarios (3001 y 3002), podemos concluir

- En el presente aproximadamente 12% de la red tiene un nivel de servicio *F*; de no aumentar la oferta vial, este aumentaría a cerca de 17%. Hay 232 kms. de tramos críticos de un total de 1906 kms.; este aumentará a 327 kms. de tramos críticos.
- La velocidad promedio en el sistema, actualmente es de 25 kms/hora y para el año 2000 disminuirá a 22 kms/hora. Los tramos críticos mantienen una velocidad promedio de 13 kms/hora.

Además, se ha elaborado otro escenario de asignación del tránsito, considerando los proyectos viales que están actualmente en proceso de construcción o en licitación para ejecutarse el próximo año, con los volúmenes estimados de tránsito al año 2000 (escenario 7002) llamado también "**ALTERNATIVA CERO 2000 - (ALT-0-2000)**". Esta alternativa se refiere a la situación futura estimada para el año 2000, asumiendo que se ejecutará solo los proyectos ya decididos fuera de este estudio. El Consultor no evaluó estos proyectos en marco del PCP, sino como la posible red vial actual, debido a que ellos ya están en varias etapas de ejecución (o preparación final a ejecución) por una decisión previa de las autoridades gubernamentales y prácticamente son una parte integral de la red vial existente futura a corto plazo. Los resultados de la asignación se puede ver en la figura A4 (ver Anexo A)

Los proyectos ya decididos por las autoridades gubernamentales son los siguientes (ver la figura A5 en el Anexo A); la información sobre estos proyectos se recibió de las diversas unidades del MOP a través de varias reuniones profesionales ejecutadas por el Consultor ¹⁾:

- a) Autopista San Salvador - San Miguel, con pasos a desnivel en las Carreteras a la Colonia Margarita (en Soyapango) y Juan Bertis, así como un distribuidor a desnivel en la Carretera Troncal del Norte. Este proyecto servirá como una continuación de la Carretera Panamericana de la parte oriente del país (o occidente de San Martín) hasta su conexión con la Troncal del Norte en San Salvador, para sustituir la función del Blvd. Ejercito como una conexión interurbana. Sus características físicas son seis carriles, tres en cada sentido, con separador central de 6 metros.
- b) Blvd. Sur de Santa Tecla, en el tramo de Carretera Panamericana al desvío a Carretera a La Libertad (ó CA-4). El propósito de este proyecto es establecer un desvío ("bypass") para la ciudad de Santa Tecla en su parte sur
- c) Prolongación de la 9a. Calle Poniente en Santa Tecla, en el tramo de la 14a. Av. Norte y la Carretera Panamericana, con un paso a desnivel en esta última. Este proyecto servirá como una continuación y conexión de la arteria norte de Santa Tecla (9a. Calle Poniente) con la Carretera Panamericana al lado poniente de la ciudad.
- d) Pasos a desnivel en la 49a Av Norte, con las intersecciones siguientes:
 - d1) Alameda Juan Pablo II;
 - d2) Alameda F. D. Roosevelt,
 - d3) Blvd Venezuela

En la figura A4 (Anexo A) y figura 2-4 a continuación se indican los resultados de las asignaciones, con la inclusión de los proyectos antes mencionados (ALT-0-2000) ó escenario 7002

¹⁾ Reuniones de 20 y 28 de Noviembre 1996 (la última con la participación del representante del BID y profesionales del grupo PL AMADUR)

Se observan los siguientes cambios principales al comparar la figura A2 con la figura A4 (escenario 3002 con escenario 7002) en el Anexo A:

- ◆ Un incremento de los volúmenes en el Blvd. Sur de Santa Tecla, con un nivel de servicio *E*, en el sentido Poniente-Oriente, en el entronque con la Carretera a La Libertad
- ◆ Un incremento de volúmenes en la 49a. Av. Sur, con un nivel de servicio que pasa de *C, D* y *E* → *F*.
- ◆ Una disminución de volúmenes de tránsito en la Carretera Panamericana (Blvd. Ejército), Antigua Carretera Panamericana y Calle San Sebastián (ambas en Soyapango), los cuales se incorporan a la nueva carretera que conecta San Salvador con San Miguel. Los niveles de servicio se mejoran en las dos últimas carreteras, no así en el Blvd. Ejército Nacional.

Los resultados a nivel de sistema vial presentados en la figura 2-4 para estos escenarios son

- La red básica 2000 con demanda para el año 2000 aportaría una leve mejora al sistema, contra no hacer nada. De 17% de la red con nivel de servicio *F*; solamente disminuiría al 15% (de 327 kms. de tramos críticos o con nivel de servicio *F*, al mejorar la red en esta situación, esta disminuirá a 315 Kms de tramos críticos)
- La velocidad promedio para la red con alternativa cero será de 22 kms/hora, con la alternativa *ALT-0-2000* aumenta levemente hasta 23 km/hora. En los tramos críticos, de 13 km/hora que tendría, esta mejora a 14 km/hora

A fin de mostrar, cual sería la situación actual de la red vial, si inmediatamente se ejecutan los proyectos planeados por el gobierno (lo que hemos dado en llamar red básica 2000 ó *ALT-0-2000*), se elaboró el escenario 7001. Lo más importante de resaltar es

- Es la mejor situación de la red con respecto a los demás escenarios, ni siquiera con la inclusión de los 9 paquetes (como se verá más adelante en el Capítulo IV), logra estos niveles de servicio para el año 2000.
- De un total de aproximadamente 2000 kms (2029) de red vial, solamente cerca de 220 (223) son conflictivos (11%)
- La velocidad promedio es de 27 kms/hora (la más alta de los 4 escenarios) y en tramos críticos es de 15 kms hora

En la figura 2-5 a continuación, se presentan los volúmenes horarios máximos de la mañana estimados para el año 2000 en las periferias del AMSS. Estos son relativamente bajos (ver figura A-7 en Anexo A) y con buen nivel de servicio (A-C); debido a esta situación el Consultor se refiere a esta área en las comparaciones con las propuestas de mejoras viales, que más adelante se presentan.

Fig. 2.4: Resumen de Resultados de los Escenarios Analizados para la Situación Actual y al Año 2000

Fig.	Escenario	Oferta	Demanda	Longitud de Carriles (Kms)		Vehiculos-Kms.		Vehiculos-Horas		Velocidad Promedio (Km/h)	
				Total ¹⁾	F ²⁾	Total ¹⁾	F ²⁾	Total ¹⁾	F ²⁾	Total ¹⁾	F ²⁾
A1	3001	Red Vial Actual	Actual	1,906	232	398,198	115,581	15,735	8,647	25	13
A2	3002	Red Vial Actual (Alt -0)	2000	1,906	327	501,989	191,411	22,706	14,918	22	13
A3	7001	Red Vial Basica 2.000 ³⁾	Actual	2,029	223	398,839	116,212	14,824	7,755	27	15
A4	7002	Red Vial Basica 2000 (Alt -0-2000)	2000	2,029	315	500,060	191,509	21,363	13,543	23	14

¹⁾ Se refiere a toda la red

²⁾ Solamente los tramos que tienen nivel de Servicio "F"

³⁾ Red Basica 2000 es la red vial actual mas los proyectos que el Gobierno tiene planeado ejecutar

Fig. 2-5: Volúmenes Estimados del Tráfico en Carreteras Interurbanas del RMSS - Estimación para el Año 2000

Nombre de la Carretera	Volumen de Tráfico Estimado (hora pico promedio matutino)
San Bartolome Perulapia	400
CA-1 al Oriente (Cojutepeque)	700
Autopista a Comalapa (Olocuilta)	1,000
Carretera a Santo Tomas	400
Carretera a Panchimalco	300
CA-4 a La Libertad	700
CA-8 a Sonsonate	800
CA-1 a Santa Ana	1,200
San Pablo Tacachico	600
CA-4 (Troncal del Norte)	1,100



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

TEMA: PROPUESTA DE MEJORAS VIALES A CORTO PLAZO

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997

CAPITULO III

**PROPUESTAS DE MEJORAS VIALES
A CORTO PLAZO**

CAPITULO III

PROPUESTAS DE MEJORAS VIALES A CORTO PLAZO

3.1 Introducción

En base a los antecedentes de los mejoramientos viales, como se presentó en Capítulo II anteriormente, el Consultor propone en este capítulo los siguientes tipos de acciones:

- a) Cambios de sentidos de circulación de tránsito.
- b) Revisión del funcionamiento de los semáforos para disminuir el número de las fases y ampliar sus capacidades.
- c) Incremento de la oferta vial existente en una forma de:
 - c1) Ciertas ampliaciones de las vías existentes.
 - c2) Algunas aperturas de vías nuevas.
 - c3) Separación de niveles en intersecciones críticas seleccionadas a través de pasos a desnivel
- d) Instalación de algunos semáforos nuevos.

Como un resultado de las reuniones con profesionales de diversas unidades del MOP¹⁾ se esclareció, que los recursos gubernamentales disponibles para mejoras viales en los próximos cinco años son relativamente limitados y no van a pasar la suma total aproximada de 65 millones de dólares. Por lo tanto, se llegó a la conclusión común en dichas reuniones, que hay que basar el Plan a Corto Plazo (PCP) en una propuesta que considere una mejor utilización del sistema existente, para estar dentro los límites financieros mencionados arriba. En consecuencia, se decidió enfocar el PCP a los elementos más críticos del sistema existente, como: aperturas de taponos viales que desconectan arterias primarias y secundarias existentes, ampliaciones locales en tramos críticos y cambios en circulación vehicular con uso de derecho de vía existente.

En la Figura B1 (Anexo B) se incluyen una presentación gráfica integral de las mejoras viales a corto plazo propuestas y discutidas con las autoridades¹⁾.

¹⁾ Reuniones de 20 y 28 de Noviembre 1996 (la última con la participación del representante del BID y profesionales del grupo PLANADUR)

3.2 Cambios en los Sentidos del Tránsito Actuales en Varias Arterias y Calles

Una de las propuestas basadas en la utilización de derecho de vía existente es la formación de un par vial que funcione entre la Avenida Revolución y la prolongación de la Alameda Juan Pablo II de la siguiente manera (ver figuras B2a y B2b. Anexo B).

- a) Sur→Norte: el tramo de la Alameda Manuel Enrique Araujo y Blvd. Constitución.
- b) Norte→Sur: el tramo de la 75a. Avenida Norte y Blvd. el Hipódromo con continuidad a través Avenida Revolución

Los antecedentes de esta propuesta son una conclusión de la falta de capacidad vial en el acceso a San Salvador desde la parte occidente del AMSS (Santa Tecla) en el eje principal Norte-Sur. En el presente, la Carretera Panamericana conduce con tres carriles de circulación en cada sentido hasta la Ceiba de Guadalupe. En este punto de decisión ella continua al Norte-Oriente a lo largo de Alameda Manuel Enrique Araujo (otra posibilidad es al Oriente a través Blvd. Los Próceres con bifurcación en la Ceiba de Guadalupe). La sección transversal de la Alameda M. E. Araujo es teóricamente de cuatro carriles (dos en cada sentido), pero en la practica esta calle funciona con una capacidad de aproximadamente solo un carril por sentido debido a los giros a la izquierda, paradas de buses no autorizadas etc

Un eje adicional existente es un par vial 75a. y 79a. Avenidas Norte-Sur, con continuación al Sur a través del Blvd. Hipódromo. Teóricamente, este eje tiene tres carriles de circulación en cada sentido, pero debido a geometria difícil en intersecciones y la falta de continuación al Norte está muy congestionado por largos periodos del día.

Un elemento adicional existente que contribuye al desorden en toda el área es la falta de conexión entre Alameda M. E. Araujo y Blvd. Constitución

Con la propuesta discutida, se eliminan en la Alameda Manuel Enrique Araujo la saturación en 11 intersecciones y 7 conflictos en cada una de las siguientes intersecciones:

- Avenida Olimpica.
- Calle La Mascota
- Calle Loma Linda
- Calle La Reforma.
- Blvd Venezuela
- Calle Las Mercedes
- Avenida Revolucion

En la 75a. Avenida Sur-Norte y Blvd. Hipódromo también se eliminan otros conflictos en la intersección con las siguientes arterias:

- Calle El Mirador.
- 1a. Calle Poniente.
- Avenida Olímpica.
- La Mascota.

Para que el par vial propuesto opere correctamente, deben llevarse a cabo de manera previa las siguientes medidas:

- a) Modificación de la geometría vial en Plaza Las Américas, para contar con la continuidad del tránsito procedente del Blvd. Manuel Enrique Araujo hacia el Boulevard Constitución, así como de la instalación de semáforos. En la figura B3 (Anexo B), se ilustra el proyecto conceptual requerido.
- b) Eliminación del arriate central del Blvd. Manuel E. Araujo (2 metros de ancho), en el tramo entre la Avenida Revolución y Redondel Plaza Las Américas (con una longitud aproximada de 2200 mts.), así como el transplante de 100 palmeras y reubicación de 55 iluminarias en ambas aceras (ver figura B4, Anexo B).
- c) Eliminación de los semáforos en la intersección del Blvd. M. E. Araujo con la Avenida Revolución; adicionalmente, la instalación de una pasarela para peatones sobre el Blvd. M. E. Araujo, que se una con la existente en la Avenida Revolución.
- d) Reducción del ancho del arriate central del Blvd. Constitución, en el tramo entre la Alameda Juan Pablo II y la Calle San Antonio Abad, como se indica en el numeral 3.5.1.1c, y la reducción del número de fases en la programación de los semáforos como se indica en el numeral 3.3 más adelante.
- e) Reprogramación de los semáforos a lo largo del dicho par vial, a la operación con dos fases, y su sincronización común en el tramo anterior.
- f) Instalación de semáforo en la intersección formada con Paseo General Escalón en Plaza Beethoven (lado poniente) que fue eliminado a principios de 1996, operando con dos fases junto con segundo semáforo existente. Los cambios en la geometría y el reordenamiento en el área cercana se indican en la figura B5 (Anexo B).
- g) Modificación geométrica de la Plaza Brasil y de las isletas en el acceso al redondel de la Avenida Revolución, ver figuras B6 y B7 (Anexo B).

h) Reprogramación de los semáforos en la intersección de la 75a. Avenida Norte - Alameda Juan Pablo II. incrementando el tiempo de luz verde para esta última; ver figura B8 (Anexo B). Este elemento incluye también cambio de la 75a. Avenida Norte a un sentido hacia el Sur, a partir de la intersección de la Alameda Juan Pablo II con la 75a. Avenida Norte a la prolongación de la Alameda Juan Pablo II. hasta la Avenida Masferer Norte.

i) Con los cambios anteriores, será necesario también el cambio de sentido del tránsito del Blvd. Venezuela, en el tramo entre el Blvd. M. E. Araujo y la 49a Avenida Sur, de Poniente a Oriente. Con esta propuesta se eliminan 4 conflictos viales, con las siguientes intersecciones:

- Calle Reforma.
- Calle Loma Linda.
- Calle El Progreso.
- 49a. Avenida Sur.

En el tramo anterior, se propone mantener los 3 carriles de circulación de Poniente→Oriente y un carril exclusivo para buses de Oriente→Poniente: al llegar al Blvd. Manuel E. Araujo, girar a la derecha, rumbo al Norte. Para ello, se requerirá efectuar las siguientes medidas:

- i1) Eliminación de los semáforos en el Blvd. Manuel Enrique Araujo
- i2) Modificación a la geometría de la intersección con el Blvd. Manuel Enrique Araujo.
- i3) Instalación de dispositivos físicos (como "sapos"), para delimitar el carril exclusivo de los buses, en el tramo de la 49a. Avenida Sur y el Blvd. Manuel Enrique Araujo
- i4) Reprogramación de los semáforos en la intersección con la Calle Reforma.
- i5) Reprogramación de los semáforos en la intersección con la 49a. Avenida Sur (ver figura B9. Anexo B).
- i6) Además, se recomienda el cambio a un solo sentido del tránsito de las Calles Reforma (Poniente→Oriente), Loma Linda (Oriente→Poniente), Roma (Oriente→Poniente)

Otros pares viales que se proponen son los siguientes:

- ◆ Calle La Mascota (Poniente→Oriente) con la Calle Maquilishuat (Oriente→Poniente); en el tramo de la Avenida Jerusalén a la Avenida El Almendro. Con este par vial, se elimina el conflicto vial en la intersección de la Avenida Jerusalén y la Calle La Mascota.
- ◆ La 87a y 89a Avenidas Sur - Norte, con sentidos del tránsito Sur→Norte y Norte→Sur, respectivamente; en el tramo de la Calle Circunvalación y la 15a. Calle Poniente.
- ◆ La 71a. y 73a. Avenidas Sur→Norte, con sentido del tránsito Sur→Norte y Norte→Sur, respectivamente; en el tramo de la calle No. 2 y la 7a. y 9a calles Poniente.

Otros cambios de sentido del tránsito son:

- ◆ 1a.-Calle Poniente. en el tramo de la 49a. Avenida Norte y el Redondel del Puente Beethoven, con sentido del tránsito Oriente→Poniente.
- ◆ Avenida Olímpica. en el tramo del Redondel de la Plaza Beethoven y el Redondel de la Calle A".
- ◆ Además, algunos otros cambios de sentido del tránsito en calles secundarias.

Todos los cambios antes mencionados, representan una solución integral, incluyendo la construcción de los tramos de calles necesarios para eliminar los taponés viales de la 87a. Avenida Sur. en el tramo de la Calle La Mascota a la Calle Cuscatlán y en el tramo de la 15a. Calle Poniente y la Prolongación de la Alameda Juan Pablo II.

En la figura 3-1 a continuación, se indican los cambios de los sentidos del tránsito en las arterias y calles que se mencionaron anteriormente (ver también figuras B2a y B2b. Anexo B).

Fig. 3-1: Cambios en los Sentidos del Tránsito Actual en Varias Vías

No.	Vía	Tramo	Sentido de Circulación	
			Situación Actual	Situación Propuesta
1	Bldv Constitucion	Plaza Las Américas - Prolongacion Juan Pablo II	Doble	Sur - Norte
2	1a Calle Poniente	Bldv Los Heroes - Plaza Beethoven	Doble	Ote - Pte
3	87a. Av Norte	Paseo Gral. Escalón - 15 calle Pte	Doble	Sur - Norte
4	89a Av Norte	Paseo Gral Escalon - 15 calle Pte	Sur - Norte	Norte - Sur
5	77a Av Norte	Paseo Gral Escalon - 11 Calle Pte	Doble	Sur - Norte
6	75a Av Norte	11 Calle Pte - 79a Av Norte	Sur - Norte	Norte - Sur
7	79 Av. Norte	75a Av - Calle Loma Linda	Doble	Norte - Sur
8	Bldv del Hipódromo	Calle Loma Linda - Av Revolución	Doble	Norte - Sur
9	Av La Revolución	Bldv del Hipódromo - Alameda Manuel Enrique Araujo	Doble	Pte - Ote
10	Calle La Reforma	Bldv del Hipódromo - Calle a Santa Tecla	Doble	Pte - Ote
11	Calle Loma Linda	Boulevard del Hipodromo - Alameda Manuel Enrique Araujo	Doble	Ote - Pte
12	Calle La Mascota	Av Jerusalem - Av El Almendro	Doble	Pte - Ote
13	Calle Maquilishuat	Av Jerusalem - Av El Almendro	Doble	Ote - Pte
14	73a Av Norte	Calle Nueva No 2 - 7a Calle Pte	Doble	Norte - Sur
15	71a Av Norte	Calle Nueva No 2 - 7a Calle Pte	Doble	Sur - Norte
16	7a Av Calle Pte	75 Av Norte - 83 Av Norte	Ote - Pte	Doble
17	Av Olimpica	75 Av Norte - 63 Av Norte	Doble	Pte - Ote
18	Bldv Venezuela	Alameda Manuel Enrique Araujo - 49 Av Sur	Doble	Pte - Ote
19	Alameda M E A	Autopista Sur - Alameda Roosevelt	Doble	Sur Pte - Nor Ote
20	Calle Los Granados	Autopista Sur - Av Las Mercedes	Doble	Sur - Pte a Nor- Ote
21	Av Las Mercedes	Calle Los Granados - Calle Douglas V Varela	Doble	Sur-Norte
22	Calle D V Varela	Av Las Mercedes - Av Infanteria	Doble	Ote - Pte
23	Av Infanteria	Calle Douglas V Varela - Av Albert Einstein ¹¹	Doble	Norte - Sur

¹¹ En la actualidad la Av finaliza en la interseccion con la Autopista Sur Para interceptar con Av Albert Einstein esta sujeta a la apertura de este tramo

Nombre de Arch TABLA3 XLS

3.3 Propuestas de Cambios en Semáforos Seleccionados

Este numeral se refiere a la propuesta de reducción en número de fases y reprogramación de varios semáforos en intersecciones semáforizadas seleccionadas existentes. La propuesta se refiere a siete intersecciones semáforizadas, formadas por arterias principales de la ciudad, la reducción del número de fases y la reprogramación respectiva. Las intersecciones discutidas son las siguientes:

- a) Blvd. Los Héroes / Alameda Juan Pablo II (ver figura B10, Anexo B)*
- b) Blvd. Los Héroes / Calle Sisimiles (ver figura B11, Anexo B).
- c) Blvd. Los Héroes / Calle Gabriela Mistral (ver figura B12, Anexo B).
- d) Alameda Juan Pablo II / 33a. Avenida Norte (ver figura B13, Anexo B).
- e) Blvd. Venezuela / 25a. Avenida Sur (ver figura B14, Anexo B)*.
- f) Autopista Sur / Avenida Las Amapolas (ver figura B15, Anexo B).
- g) 49a. Avenida Norte - 1a. Calle Poniente (ver figura B16, Anexo B)

* En intersecciones indicadas con asteriscos la propuesta es una acción previa a la separación de niveles

3.4 Instalación de Semáforos Nuevos en Intersecciones Claves Seleccionadas

Con los cambios propuestos de arterias y calles a un sentido del tránsito o de la prolongación de algunas vialidades, se requerirá de la instalación de 24 nuevos semáforos en las intersecciones siguientes:

Fig. 3-2: Propuesta de Instalación de Semáforos Nuevos

No.	Calle A	con Calle B
1	Paseo General Escalon	87a. Avenida Sur - Norte
2	Paseo General Escalon	Plaza Beethoven (lado Poniente)
3	Paseo General Escalon	73a Avenida Sur - Norte
4	Paseo General Escalon	71a. Avenida Sur - Norte
5	Paseo General Escalon	Alameda Manuel Enrique Araujo
6	Alameda Roosevelt	Avenida Constitucion
7	Bldv. Constitución	Calle San Antonio Abad
8	Alameda Roosevelt	33a. Avenida Norte
9	Calle San Antonio Abad	Avenida Don Bosco
10	Prol Autopista Norte	Avenida Juan Aberle
11	Prol Autopista Norte	Avenida Cuscatancingo
12	Prol Juan Pablo II	Prol 87a Avenida Norte
13	Bldv Tutunichapa	Avenida Guadalupe
14	21a Calle Poniente	Avenida España
15	21a Calle Poniente	2da. Avenida Norte
16	Ave Jerusalem	Calle Maquilishuat
17	Calle La Mascota	Avenida El Almendro
18	59a Avenida Sur	Calle El Progreso
19	59a Avenida Sur	Bldv Venezuela
20	41a Avenida Sur	6a - 10a Calle Poniente
21	41a Avenida Sur	Antigua Calle Ferrocarril
22	41a Avenida Sur	Bldv Venezuela
23	41a Avenida Sur	Calle Monserrat
24	Autopista Sur	Prol Avenida Infanteria

Se recomienda a la autoridad correspondiente de semáforos, tomar en cuenta lo anterior, para que sean incluidas en el Plan de Semaforización del AMSS, que en actualidad está próxima su realización por la empresa BONAL de España

3.5 Incremento de la Oferta Vial Existente

3.5.1 Incremento de Carriles en Arterias

Esta acción se recomienda para incrementar la capacidad vial en algunas arterias de la Ciudad de San Salvador y mejorar el nivel de servicio de la operación de las mismas. Se incluye esta propuesta por la importancia de los flujos de tránsito horario que actualmente presentan, así como por los cambios en los patrones del movimiento de los viajes, que generan las modificaciones que presenta este Plan (PCP).

Se propone el aumento de carriles en diferentes arterias, mediante las siguientes acciones:

3.5.1.1 Reducción de los arriates centrales, sin ampliación de la vía existente:

- a) Autopista Sur, tramo de la Carretera Panamericana a la 49a. Avenida Sur, con el incremento de un carril en el rodaje central en cada sentido, para que cuente con 6 carriles centrales en total (ver figura B17, Anexo B).
- b) 24a. Avenida Norte, en el tramo de la Avenida Peralta a la Calle Concepción; con el incremento de un carril, en el sentido Norte-Sur, para que cuente con 5 carriles; así como la reducción del redondel en este último lugar (ver figura B18, Anexo B).
- c) Blvd. Constitución, en el tramo de la Alameda Juan Pablo II y la Calle San Antonio Abad, con el incremento de un carril en cada sentido, para que cuente con 6 carriles en total (ver figura B19, Anexo B).

3.5.1.2 Eliminación de los "Cuellos de Botella":

Mediante esta acción se puede ampliar el derecho de vía en las siguientes arterias para eliminar "cuellos de botella" lo más relevantes en el sistema existente, como se presenta a continuación:

- a) Blvd Ejercito, en un tramo de aproximadamente 400 metros, al poniente de la Avenida El Rosario (en Soyapango), con el incremento de un carril en cada sentido, para que cuente con 6 carriles continuos en toda su longitud (ver figura B20, Anexo B).
- b) 49a Avenida Sur, en el tramo de la Calle El Progreso al Blvd. Venezuela, con el incremento de un carril en cada sentido, para que cuente con 6 carriles continuos en toda su longitud (ver figura B21, Anexo B)

- c) Avenida Bernal, en dos tramos que son los siguientes: de la Calle Sisimiles a la Calle Camaguey y de la Alameda Juan Pablo II a la Calle El Progreso, con el incremento de un carril en cada sentido, este se propone para que cuente con 4 carriles continuos en toda su longitud (ver figura B22, Anexo B).
- d) Blvd. Tutunichapá, en el tramo de la Diagonal No 1 y la Diagonal Universitaria, con el incremento de un carril en cada sentido, para que cuente con 4 carriles en todo su longitud. Ver figura B23. Anexo B.
- e) Blvd. Venezuela, en el tramo entre la 45a. y 47a. Avenida Sur, con el incremento de un carril en cada sentido, para que cuente con 4 carriles en toda su longitud (ver figura B24, Anexo B)
- f) Autopista Sur, Calle Lateral Sur: en el tramo de la Calle No 1 hasta la Antigua Calle Huizucar continuarla a través de la Calle Los Heroés existente. En el tramo siguiente (de la Avenida Las Amapolas al Blvd. Altamira) la calle lateral ya existe, se propone continuarla hasta 49a. Avenida Sur, y proporcionar de esta manera la continuidad de dicha calle lateral (ver figura B25, Anexo B).
- g) Autopista Sur, Calle Lateral Norte: en el tramo de la 49a. Avenida Sur y la Carretera Panamericana, con 2 carriles en un sentido (ver figura B17, Anexo B)
- h) Calle Monserrat, en el tramo de la 49a. Avenida Sur y la 25a. Avenida Sur, con el incremento de un carril en cada sentido, para que cuente con 4 carriles en dicho tramo (ver figura B26, Anexo B).

3.5.2 Eliminación de Tapones Viales por Aperturas Locales

Este párrafo se refiere a las propuestas sobre aperturas locales para eliminar tapones viales, que en actualidad eliminan la continuidad de las partes del sistema arterial existente y por lo tanto imposibilitan su utilización propia. Los cuales se detallan a continuación:

- (1) Calle Zacamil, en el tramo del Blvd. Constitución a la Avenida Bernal, con la propuesta de 4 carriles para ambos sentidos (ver figura B27, Anexo B)
- (2) Prolongación de la Alameda Juan Pablo II, en el tramo de la 75a Avenida Norte y la Avenida Masferrer Norte, con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos y un arriate central (ver figura B28, Anexo B)

- (3) 87a. Avenida Norte, en el tramo de la 15a. Calle Poniente y la prolongación de la Alameda Juan Pablo II. con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos (ver figura B29, Anexo B).
- (4) 87a. Avenida Sur, en el tramo de la Calle La Mascota y la Calle Cuscatlán, con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos (ver figura B30, Anexo B).
- (5) Prolongación de la Calle Principal o Pedregal (en Santa Tecla), en el tramo de la Avenida Jerusalén y la Carretera Panamericana, con el proyecto de 6 carriles en ambos sentidos y un arriate central (ver figura B31, Anexo B).
- (6) 59a. Avenida Sur, en el tramo de la Calle El Progreso y la calle Los Abetos, con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos. En este tramo se requerirá del proyecto de 2 puentes, para cruzar la Quebrada La Mascota y el Arenal de Montserrat (ver figura B32, Anexo B).
- (7) Prolongación de la Avenida Don Bosco, en el tramo de la Calle San Antonio Abad y el Blvd. Los Héroes, con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos. Para ellos se requerirá cambiar a doble sentido el tramo entre el Blvd Universitario y la Calle San Antonio Abad (ver figura B33, Anexo B).
- (8) Interconexión de las 33a. y 41a. Avenidas Sur, en el tramo de la Alameda Roosevelt y la Calle Monserrat, con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos. A mediano plazo, habrá que proyectar el par vial de esta vialidad con la 25a. Avenida Sur - Norte (ver figura B34, Anexo B)
- (9) Blvd. Tutunichapa, en el tramo de la 25a. Avenida Norte y la Calle Guadalupe, con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos. Este tramo incluye un paso a desnivel en la 25a. Avenida Norte (ver figura B35 Anexo B).
- (10) 21a. Calle Poniente, en el tramo de la 5a. y 6a. Avenida Norte, con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos (ver figura B36, Anexo B). Con la construcción de esta calle y el tramo del Blvd. Tutunichapa, del punto anterior, la ciudad contará con una nueva arteria, de gran longitud. Para ello, también habrá que cambiar a doble sentido del tránsito la Calle Sisimiles, en el tramo de la calle Lamatepec y la 33a. Avenida Norte.

- (11) Prolongación de la Autopista Norte, en el tramo de la 5a. Avenida Norte y la Troncal del Norte, con el proyecto de 6 carriles en ambos sentidos y un arriate central (ver figura B37, Anexo B).
- (12) Prolongación de la Avenida Infantería hacia el Sur, en el tramo de la Autopista Sur y la Avenida Albert Einstein, con el proyecto de 3 carriles en un sentido (ver figura B38, Anexo B).
- (13) Calle El Progreso, en Ayutuxtepeque, en el tramo de las Calles Mariona y Amatillo, con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos (ver figura B39, Anexo B).
- (14) Prolongación de la 75a. Avenida Norte, en el tramo de la Calle San Antonio Abad y la Calle El Roble (Santa Leonor), con el proyecto de 4 carriles en ambos sentidos (ver figura B40, Anexo B).
- (15) Prolongación de la Avenida Bernal, en el tramo de la Calle Zacamil y la Calle El Volcán, con 4 carriles en ambos sentidos (ver figura B41, Anexo B).
- (16) Prolongación del Blvd. Constitución, en el tramo de la calle Zacamil y la Calle El Volcán; con 4 carriles en ambos sentidos (ver figura B42, Anexo B).

3.5.3 Modificación Geométrica de Intersecciones a Nivel

Con los cambios a un sentido del tránsito, se requiere modificar algunas intersecciones a nivel, para su mejor operación. En las figuras B5, B19 y B43 en el Anexo B se indican dichos cambios seleccionados.

3.5.4 Nuevos Pasos y Distribuidores a Desnivel

En la figura B1 (Anexo B), se indican los nuevos pasos a desnivel y de un distribuidor o intercambiador a desnivel.

3.5.4.1 Nuevos pasos a desnivel:

- (1) Autopista Norte con la Avenida Circunvalación Universitaria (ver figura B44, Anexo B).
- (2) Autopista Norte - Blvd. Los Héroes con la Calle San Antonio Abad - 25a. Avenida Norte (ver figura B45, Anexo B).
- (3) Avenida Peralta - Paseo Independencia con la 24a Avenida Norte y Alameda Juan Pablo II (ver figura B46, Anexo B).
- (4) Alameda Juan Pablo II con la 75a. Avenida Norte (ver figura B47, Anexo B).
- (5) Alameda Juan Pablo II con la Avenida Bernal (ver figura B47, Anexo B)
- (6) Alameda Juan Pablo II con II con el Blvd. Constitucion (ver figura B47, Anexo B).
- (7) Blvd Venezuela con la 25a Avenida Sur (ver figura B48, Anexo B)
- (8) Blvd Venezuela con 10a Avenida Sur y Avenida Cuba (ver figura B48, Anexo B)
- (9) Blvd. Venezuela con la Avenida Cuscatlán y con la 2da. Avenida Sur (ver figura B49, Anexo B).

3.5.4.2 Distribuidor a desnivel

El unico distribuidor a desnivel que se propone es en la Carretera Panamericana - Blvd Manuel E. Araujo con la Autopista Sur y la prolongacion de la Calle Principal ó Pedregal (ver figura B50, Anexo B)

Fig. 3-3: Resumen de las Propuestas de Mejoras Viales a Corto Plazo Clasificadas por el Tipo de Acción

No	Nombre	Tramo / Proyecto	Separador Central (Mts)		Sentido de Circulación		No. de Carriles		No de Figura
			Actual	Propuesto	Actual	Propuesto	Actual	Propuesto	
A Reducción del Arriate Central									
1	Autopista Sur	Carr Panamericana - 49a Avenida Sur	6	5	Doble	Doble	2/2	3/3	B17
2	24a Avenida Norte	Avenida Peralta - Calle Concepción	4	15	Doble	Doble	2/2	2/3 ⁽¹⁾	B18
3	Bldv Constitución	Alameda Juan Pablo II - Calle San Antonio Abad	8	3	Doble	Doble	2/2	3/3	B19
B Eliminación de los "Cuellos de Botella"									
1	Bldv Ejército Nacional	400 m al Poniente de la Avenida Rosario (Soyapango)	6	6	Doble	Doble	2/2	3/3	B20
2	49a Avenida Sur	Bldv Venezuela - Calle El Progreso	-	-	Doble	Doble	2/2	3/3	B21
3	Avenida Bernal - 59a Avenida Sur	Calle Sisimiles - Calle Camaguey	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B22
		Alameda Juan Pablo II - Calle El Progreso	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B22
4	Bldv Tutunchapá	Diagonales Universitaria - No 1	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B23
5	Bldv Venezuela	45a - 47a Avenida Sur	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B24
6	Autopista Sur (Calle Lateral Sur)	49 Av Sur - Calle No 1	6	3	Doble	Sur-Nte	1/1	2	B25
7	Autopista Sur (Calle Lateral Norte)	49a Avenida Sur - Carretera Panamericana	-	-	-	Ota-Pta	-	2	B17
8	Calle Monserrat	49a Avenida Sur - 25a Avenida Sur	-	4	Doble	Doble	1/1	2/2	B26
C Eliminación de "Tapones Viales"									
1	Calle Zacamil	Bldv Constitución - Avenida Bernal	-	-	-	Doble	-	2/2	B27
2	Prol Juan Pablo II	75a Avenida Norte - Avenida Masferrer	-	2	-	Doble	-	2/2	B28
3	87a Avenida Norte	15a Calle Pte - Prol Juan Pablo II	-	-	-	Doble	-	2/2	B29
4	87a Avenida Sur	Calle La Mascota - Calle Cuscatlán	-	-	-	Doble	-	2/2	B30
5	Prolongación de Calle Pedregal ó Principal	Avenida Jerusalén - Carr Panamericana	-	6	-	Doble	-	3/3	B31
6	59a Avenida Sur	Calle El Progreso - Bldv Venezuela	-	-	-	Doble	-	2/2	B32
7	Prol Avenida Don Bosco	Calle San Antonio Abad - Bldv de los Héroes	-	-	-	Doble	-	2/2	B33
8	Interconexión 33a y 41a Avenidas Sur	Alameda Roosevelt - Calle Monserrat	-	-	-	Doble	-	2/2	B34
9	Bldv Tutunchapá	25a Avenida Norte - Calle Guadalupe	-	-	-	Doble	-	2/2	B35
10	21a Calle Pte	5a Avenida Norte - 2da Avenida Norte	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B36
		2a Avenida Norte - 6a Avenida Norte	-	-	-	Doble	-	3/3	B36
11	Prol Autopista Norte	5a Avenida Norte - Carr Troncal del Norte	-	6	-	Doble	-	3/3	B37
12	Prol Infantería	Autopista Sur - Avenida Einstein	-	-	-	Norte-Sur	-	3	B38
13	Calle El Progreso (Ayutuxtepeque)	Calle Mariona - Calle Ametillo	-	-	-	Doble	-	2/2	B39
14	Prol 75a Avenida Norte	Calle San Antonio Abad - Calle El Roble	-	-	-	Doble	-	2/2	B40
15	Prol Avenida Bernal	Calle Zacamil - Calle El Volcán	-	-	-	Doble	-	2/2	B41
16	Prol Bldv Constitución	Calle Zacamil - Calle El Volcán	-	8	-	Doble	-	2/2	B42
D Distribuidores a Desnivel									
1	Autopista Sur - Prol Calle Pedregal con M E Araujo	Distribuidor a Desnivel	-	-	-	-	-	-	B50
E Pasos a Desnivel									
1	Autopista Norte con la Avenida Circunvalación Universitaria	Paso a Desnivel	-	-	-	Doble	-	2/2	B44
2	Autopista Norte / Bldv Los Héroes / San Antonio Abad / 25a Avenida Norte	Paso a Desnivel	-	-	-	Doble	-	2/2	B45
3	Reloj de Flores	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	Doble	-	1/1	B46
4	Alameda Juan Pablo II con la 75a Avenida Nte	Paso a desnivel	-	1	-	Doble	-	1/1	B47
5	Alameda Juan Pablo II con Avenida Bernal	Paso a desnivel	-	1	-	Doble	-	1/1	B47
6	Alameda Juan Pablo II con Bldv Constitución	Paso a desnivel	-	1	-	Doble	-	1/1	B47
7	Bldv Venezuela / 25a Avenida Sur	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	Doble	-	1/1	B48
8	Bldv Venezuela / Avenida Cuscatlán y 2da Avenida Sur	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	Doble	-	1/1	B19
9	Bldv Venezuela / 10a Avenida Sur y Avenida Cuba	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	Doble	-	1/1	B48
F Por Cambio en los Sentidos del Tránsito Actual en Varias Vías									
1	Cambios en los sentidos del tránsito actual en varias vías (Tabla 3-1 y Figuras B2a y B2b)		-	-	-	-	-	-	B2a B2b

⁽¹⁾ Incluye 2 puentes en 2 quebradas

⁽²⁾ Incluye un paso a desnivel con la 25 Av Norte

⁽³⁾ Tres Carriles en el sentido Sur - Norte

16

Fig. 3-3: Resumen de las Propuestas de Mejoras Viales a Corto Plazo Clasificadas por el Tipo de Acción

No	Nombre	Tramo / Proyecto	Separador Central (Mts)		Sentido de Circulación		No. de Carriles		No de Figura
			Actual	Propuesto	Actual	Propuesto	Actual	Propuesto	
A Reducción del Arriate Central									
1	Autopista Sur	Carr Panamericana - 49a Avenida Sur	6	5	Doble	Doble	2/2	3/3	B17
2	24a Avenida Norte	Avenida Peralta - Calle Concepción	4	15	Doble	Doble	2/2	2/3 ¹¹¹	B18
3	Bvhd Constitución	Alameda Juan Pablo II - Calle San Antonio Abad	8	3	Doble	Doble	2/2	3/3	B19
B Eliminación de los "Cuellos de Botella"									
1	Bvhd Ejército Nacional	400 m al Poniente de la Avenida Rosario (Soyapango)	6	6	Doble	Doble	2/2	3/3	B20
2	49a Avenida Sur	Bvhd Venezuela - Calle El Progreso	-	-	Doble	Doble	2/2	3/3	B21
3	Avenida Bernal - 59a Avenida Sur	Calle Sisimiles - Calle Camagüey	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B22
		Alameda Juan Pablo II - Calle El Progreso	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B22
4	Bvhd Tutunchapa	Diagonales Universitaria - No 1	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B23
5	Bvhd Venezuela	45a - 47a Avenida Sur	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B24
6	Autopista Sur (Calle Lateral Sur)	49 Av. Sur - Calle No 1	6	3	Doble	Sur-Nte	1/1	2	B25
7	Autopista Sur (Calle Lateral Norte)	49a Avenida Sur - Carretera Panamericana	-	-	-	Ots-Pte	-	2	B17
8	Calle Monserrat	49a Avenida Sur - 25a Avenida Sur	-	4	Doble	Doble	1/1	2/2	B26
C Eliminación de "Tapones Viales"									
1	Calle Zacamil	Bvhd Constitución - Avenida Bernal	-	-	-	Doble	-	2/2	B27
2	Prof Juan Pablo II	75a Avenida Norte - Avenida Masferrer	-	2	-	Doble	-	2/2	B28
3	87a Avenida Norte	15a Calle Pte - Prof Juan Pablo II	-	-	-	Doble	-	2/2	B29
4	87a Avenida Sur	Calle La Mascota - Calle Cuscatlán	-	-	-	Doble	-	2/2	B30
5	Prolongación de Calle Pedregal ó Principal	Avenida Jerusalén - Carr Panamericana	-	6	-	Doble	-	3/3	B31
6	59a Avenida Sur ¹¹¹	Calle El Progreso - Bvhd Venezuela	-	-	-	Doble	-	2/2	B32
7	Prof Avenida Don Bosco	Calle San Antonio Abad - Bvhd de los Héroes	-	-	-	Doble	-	2/2	B33
8	Interconexión 33a y 41a Avenidas Sur	Alameda Roosevelt - Calle Monserrat	-	-	-	Doble	-	2/2	B34
9	Bvhd Tutunchapa ¹¹¹	25a Avenida Norte - Calle Guadalupe	-	-	-	Doble	-	2/2	B35
10	21a Calle Pte	5a Avenida Norte - 2da Avenida Norte	-	-	Doble	Doble	1/1	2/2	B36
		2a Avenida Norte - 6a Avenida Norte	-	-	-	Doble	-	3/3	B36
11	Prof Autopista Norte	5a Avenida Norte - Carr Troncal del Norte	-	6	-	Doble	-	3/3	B37
12	Prof Infantería	Autopista Sur - Avenida Einstein	-	-	-	Norte-Sur	-	3	B38
13	Calle El Progreso (Ayutuxtepeque)	Calle Manona - Calle Amabillo	-	-	-	Doble	-	2/2	B39
14	Prof 75a Avenida Norte	Calle San Antonio Abad - Calle El Roble	-	-	-	Doble	-	2/2	B40
15	Prof Avenida Bernal	Calle Zacamil - Calle El Volcán	-	-	-	Doble	-	2/2	B41
16	Prof Bvhd Constitución	Calle Zacamil - Calle El Volcán	-	8	-	Doble	-	2/2	B42
D Distribuidores a Desnivel									
1	Autopista Sur - Prof Calle Pedregal con M E Araujo	Distribuidor a Desnivel	-	-	-	-	-	-	B50
E Pasos a Desnivel									
1	Autopista Norte con la Avenida Circunvalación Universitaria	Paso a Desnivel	-	-	-	Doble	-	2/2	B44
2	Autopista Norte / Bvhd Los Héroes / San Antonio Abad / 25a Avenida Norte	Paso a Desnivel	-	-	-	Doble	-	2/2	B45
3	Reloj de Flores	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	Doble	-	1/1	B46
4	Alameda Juan Pablo II con la 75a Avenida Nte	Paso a desnivel	-	1	-	Doble	-	1/1	B47
5	Alameda Juan Pablo II con Avenida Bernal	Paso a desnivel	-	1	-	Doble	-	1/1	B47
6	Alameda Juan Pablo II con Bvhd Constitución	Paso a desnivel	-	1	-	Doble	-	1/1	B47
7	Bvhd Venezuela / 25a Avenida Sur	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	Doble	-	1/1	B48
8	Bvhd Venezuela / Avenida Cuscatlán y 2da Avenida Sur	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	Doble	-	1/1	B49
9	Bvhd Venezuela / 10a Avenida Sur y Avenida Cuba	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	Doble	-	1/1	B48
F Por Cambio en los Sentidos del Tránsito Actual en Varias Vías									
1	Cambios en los sentidos del tránsito actual en varias vías (Tabla 3-1 y Figuras B2 - B7b)		-	-	-	-	-	-	B2a

¹¹¹ Incluye 2 puentes.

¹¹² Incluye un paso a desnivel en la 25 Av Norte

¹¹³ Tres Carriles en el sentido Sur - Norte



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

TEMA: EVALUACION DE LAS PROPUESTAS Y PROGRAMA DE
INVERSIONES

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997



CAPITULO IV

EVALUACION DE LAS PROPUESTAS Y PROGRAMA DE INVERSIONES

4.3 Resumen de Resultados de la Implementación de todo el PCP

Este numeral discute los resultados principales seleccionados de la implementación completa del Plan de Mejoras a Corto Plazo (PCP). Estos resultados se presentan en la figura A-6 (Anexo A). Dichos resultados se refieren al escenario 8002, es decir la red vial metropolitana completa con todos los nueve paquetes y la asignación de la demanda de tráfico estimada para el año 2000.

El mejoramiento en el sistema vial metropolitano para el año 2000 se puede observar por la reducción de volúmenes de tránsito en varias vías y mejoramiento en sus niveles de servicio. Tales mejoras seleccionadas se enuncian a continuación. Para revisar dichos resultados hay que compararlos con el escenario 7002 (figura A-4, Anexo A).

- El Boulevard del Ejército Nacional mejora sus niveles de servicio, en el sentido Poniente - Oriente ya que en su mayoría de nivel de servicio *A*.
- El eje de la 24a Avenida Norte y República Federal de Alemania, así como sentido Sur-Norte de la Carretera Troncal del Norte en su inmensa mayoría funcionará a nivel de servicio *A*.
- El Boulevard Venezuela, en el tramo de la 59a. Avenida Sur y 49a. Avenida Sur, tendría nivel de servicio de *A-C*, y en tramo del Blvd. Manuel Enrique Araujo y 59a. Avenida Sur en buena parte a nivel de servicio *A-C*.
- La Calle Monserrat, en el tramo de la 49a. Avenida Sur y 25a. Avenida Sur en ambos sentidos, operara en su mayoría a nivel de servicio *A-C* y en algunos tramos a nivel de servicio *D*.
- Las 75a y 79a Avenidas Sur aumentan sus volúmenes vehiculares de circulación, manteniendo niveles de servicio adecuados sin llegar a su capacidad, con las mejoras en nivel de servicio en comparación al escenario 7002.
- La Avenida Jerusalen mantiene en toda su longitud niveles de servicio *A-D*, con mejora significativa a la situación en el escenario 7002.

Fig. 4-1: Paquetes de Propuestas de Mejoras Viales a Corto Plazo (1997 - 2000)

Paquete	No.	Nombre	Tramo
1		Par Vial M.E. Araujo/Hipodromo con sus Complementos	
	A3	+ Blvd. Constitucion	Alameda Juan Pablo II - Calle Antonio Abad
	C2	+ Prolongacion Juan Pablo II	75a Av Norte - Av Masferrer
	C3	- 87a Av Norte	15a Calle Pte - Prol Juan Pab
	C4	- 87a Av Sur	Calle La Mascota - Calle Cusca
	C14	+ Prolongacion 75a. Av. Norte	Calle San Antonio Abad - Calle Roble
	E4	- Alameda Juan Pablo II con la 75a. Av. Nte	Paso a desnivel
	E6	+ Alameda Juan Pablo II con Blvd Constitucion	Paso a desnivel
	Tabla 3	- Cambios en los sentidos del tránsito actual en varias vias	
2		Prolongacion de Calle Pedregal	
	C5	- Prolongacion Calle Pedregal ó Principal	Av Jerusalem - Carr Panameric
	D1	- Autopista Sur - Prol Calle Pedregal con Carretera Panamericana - M E Araujo	Distribuidor a Desnivel
3		Eje Av. Bernal - Amapolas	
	B3	- Avenida Bernal	Calle Sisimiles - Calle Camaguey Alameda Juan Pablo II - Calle E Progreso
	C6	- 59a Av Sur ⁽¹⁾	Calle El Progreso - Blvd Venez
	E5	- Alameda Juan Pablo II con Av Bernal	Paso a desnivel
	C1	- Calle Zacamil	Blvd Constitucion - Av Bernal
	C15	- Prolongacion Av Bernal	Calle Zacamil - Calle El Volcan
	C16	- Prolongacion Blvd Constitucion	Calle Zacamil - Calle El Volcan
4		Ampliación de la Capacidad Vial en Autopista Sur	
	A1	- Autopista Sur	Carr Panamericana - 49a Av S
	B6	- Autopista Sur (Calle Lateral Sur)	Av Amapolas - Calle No 1
	B7	- Autopista Sur (Calle Lateral Norte)	49a Av Sur - Carretera Panamericana
	C12	- Prolongacion Av Infanteria	Autopista Sur - Av. Einstein
	B8	- Calle Monserrat	9a Av Sur - 25a. Av. Sur
5		Mejoras en Autopista Norte. Blv. Los Héroes y 49 Av. Sur	
	C11	- Prol Autopista Norte	5a Av Norte - Troncal del Norte
	E1	- Autopista Norte con la Av Circunvalacion Universitaria	Paso a Desnivel
	E2	- Autopista Norte - Blvd de los Heroes/San Antonio Abad/ 25a Av Nte	Paso a Desnivel
	B2	- 49a Av Sur	Blvd Venezuela - Calle El Progr
	B5	- Blvd Venezuela	45a - 47a Av Sur

⁽¹⁾ Incluye 2 puentes, en 2 quebradas

- Disponibilidad inmediata

- Disponibilidad mediata hasta que se hayan adquirido los derechos de via

Fig. 4-1: Paquetes de Propuestas de Mejoras Viales a Corto Plazo (1997 - 2000)

Paquete	No.		Nombre	Tramo
6			Conexiones en Blvd. Tutunichapa	
	B4	+	Blvd. Tutunichapa	Diagonales Universitaria - No
	C9	+	Blvd Tutunichapa ²⁾	25a Av Norte - Calle Guadalupe
	C10	-	21a. Calle Pte.	5a Av Norte - 2da. Av. Norte 2a Av Norte - 6a Av Norte
7			Creación del Eje Norte-Sur 33a. - 41a. Avenidas Sur	
	C7	-	Prolongacion de la Av. Don Bosco	Calle San Antonio Abad - Blvd los Héroes
	C13	+	Calle El Progreso (Ayutuxtepeque)	Calle Mariona -Calle Amatillo
	C8	-	Interconexión 33a. 41a. Av. Sur	Alameda Roosevelt - Calle Monserrat
8			Conexión de la Troncal del Norte con el eje Juan Pablo II - Blvd. del Ejército	
	A2	+	24a Avenida Norte	Av Peralta - Calle Concepcion
	B1	+	Blvd Ejército Nacional	400 m al Poniente de la Av Rc (Soyapango)
	E3	+	Reloj de Flores	Paso a Desnivel
9			Mejoras en Blvd. Venezuela	
	E8	-	Blvd Venezuela / Av Cuscatlán y 2da. Av. Sur	Paso a Desnivel
	E9	-	Blvd Venezuela/10a Av Sur y Av Cuba	Paso a Desnivel
	E7	-	Blvd Venezuela - 25a. Av Sur	Paso a Desnivel

²⁾ Incluye un paso a desnivel en la 25a Av Norte

- Disponibilidad inmediata

- Disponibilidad mediata, hasta que se hayan adquirido los derechos de via

Fig. 4-6: Propuestas de Mejoras Viales a Corto Plazo - Cantidades de Obra y Costos Aproximados

No	No de Proyecto	Nombre	Tramo	Rodaje de Incremento			Acera		Separador Central		Costo de Construcción (Millones \$)	Costos de Derecho de Vía	Costos de Consult y Supervisión	Costo Total Financ	Costo Económico (?)	No de Figura	
				Long (m)	Ancho (m)	Area (m ²)	Ancho (m)	Area (m ²)	Ancho (m)	Area (m ²)							
1		Par Vial M E Araujo/Hipódromo con sus Complementos															
	A3	Bvd Constitución	Alameda Juan Pablo II - Calle San Antonio Abad	1,250	5.0	6,250	-	-	-	-	15.0	-	2.3	17.3	14.4	21	
	C2	Prof Juan Pablo II	75a Avenida Norte - Avenida Maslerret	1,600	14.0	22,400	6.5	10,400	2	3,200	28.5	43.2	4.3	76.0	63.1	30	
	C3	87a Avenida Norte	15a Calle Pte - Prof Juan Pablo II	400	13.0	5,200	4	1,600	-	-	7.1	16.0	1.1	24.2	20.1	31	
	C4	87a Avenida Sur	Calle La Mascota - Calle Cuscatlán	400	13.0	5,200	4	1,600	-	-	7.1	16.0	1.1	24.2	20.1	32	
	C14	Prof 75a Avenida Norte	Calle San Antonio Abad - Calle El Roble	300	14.0	4,200	6	2,400	-	-	5.3	9.6	0.6	11.7	9.7	42	
	E4	Alameda Juan Pablo II con la 75a Avenida Nte	Paso a desnivel	-	-	-	-	-	-	-	6.0	-	1.2	9.2	7.6	49	
	E8	Alameda Juan Pablo II con Bvd Constitución	Paso a desnivel	-	-	-	-	-	-	-	6.0	-	1.2	9.2	7.6	49	
	Tabla 3	Cambios en los sentidos del tránsito actual en varias vías			-	-	-	-	-	-	10.0	-	1.5	11.5	8.5		
		Total			3,850	89.00	43,250	22.50	16,000	2	3,200	89.6	66.8	13.8	163.3	162.1	
2		Prolongación de Calle Pedregal															
	C5	Prolongación de Calle Pedregal ó Principal	Avenida Jerusalén - Carr Panamericana	1,100	20.0	22,000	6	6,600	6	6,600	13.2	44.0	2.0	59.2	49.1	33	
	D1	Autopista Sur Prof Calle Pedregal con M. I. Audo	Ostrugador a Desnivel	-	-	-	-	-	-	-	209.7	24.0	31.4	265.1	220.0	52	
		Total			1,100	20.0	22,000	6	6,600	6	6,600	222.9	68.0	33.4	324.3	269.2	
3		Eje Avenida Bernal - Amapolas															
	B3	Avenida Bernal	Calle Soledad - Calle Camaguey	280	7.0	1,920	4.0	1,040	-	-	3.1	8.4	0.5	12.0	10.0	24	
	B3	59a Avenida Sur	Alameda Juan Pablo II - Calle El Progreso	800	7.0	5,600	4.0	3,200	-	-	9.6	26.0	1.4	37.0	30.7	24	
	C6	59a Avenida Sur (1)	Calle El Progreso - Bvd Venezuela	450	14.0	6,300	4.0	1,800	-	-	112.6	14.6	17.0	144.4	118.9	34	
	E5	Alameda Juan Pablo II con Avenida Bernal	Paso a desnivel	-	-	-	-	-	-	-	6.0	-	1.2	9.2	7.6	49	
	C1	Calle Zacamé	Bvd Constitución - Avenida Bernal	600	13.5	8,100	6	3,600	-	-	10.7	2.0	1.6	14.3	11.9	29	
	C15	Prof Avenida Bernal	Calle Zacamé - Calle El Volcán	600	14.0	8,400	6	4,800	-	-	10.7	6.2	1.6	18.5	15.4	43	
	C16	Prof Bvd Constitución	Calle Zacamé - Calle El Volcán	550	14.0	7,700	6	4,400	6	4,400	9.9	6.5	1.5	17.8	14.6	44	
		Total			3,280	89.8	37,920	34.0	16,840	6.0	4,400	164.7	63.7	24.6	253.3	216.2	
4		Ampliación de la Capacidad Vial en Autopista Sur															
	A1	Autopista Sur	Carr Panamericana - 49a Avenida Sur	2,300	6.0	13,800	-	-	-	-	27.6	-	4.1	31.7	26.3	19	
	B7	Autopista Sur (Calle Lateral Norte)	49a Avenida Sur - Carretera Panamericana	2,600	-	-	-	-	-	-	3.1	-	0.5	3.6	3.0	19	
	C12	Prof Infantería	Autopista Sur - Avenida Einstein	100	9.0	900	6	600	-	-	0.3	4.0	0.1	4.4	3.7	40	
	B8	Calle Monserrat	49a Avenida Sur - 25a Avenida Sur	1,000	7.0	7,000	2.5	2,500	4	4,000	9.0	45.3	1.4	55.7	48.2	28	
	B8	Autopista Sur (Calle Lateral Sur)	-	200	6.0	1,200	2.0	400	-	-	1.5	-	0.2	1.7	1.4	27	
		Total			6,200	28	22,900	11	3,500	4	4,000	41.8	49.3	6.3	87.1	80.6	
5		Mejoras en Autopista Norte, Bvd Los Héroes y 49a Av Sur															
	C11	Prof Autopista Norte	5a Avenida Norte - Carr Troncal del Norte	2,000	21.0	42,000	6	16,000	6	12,000	69.6	6.0	10.4	86.0	73.0	39	
	E1	Autopista Norte con la Avenida Recuperación Universitaria	Paso a Desnivel	-	-	-	-	-	-	-	24.9	-	3.7	28.6	23.7	46	
	E2	Autopista Norte / Bvd Los Héroes / San Antonio Abad / 5a Avenida Norte	Paso a Desnivel	-	-	-	-	-	-	-	52.4	-	7.9	60.3	50.0		
	B2	49a Avenida Sur	Bvd Venezuela - Calle El Progreso	600	6.0	3,600	3.0	1,800	-	-	7.2	-	1.1	8.3	6.9	23	
	B5	Bvd Venezuela	45a - 47a Avenida Sur	100	6.0	600	7.0	700	-	-	1.2	-	0.2	1.4	1.2	26	
		Total			2,700	33	49,200	16	18,500	6	12,000	155.3	6.0	23.3	186.6	164.9	
6		Conexiones en Bvd Tutunchapa															
	B4	Bvd Tutunchapa	Diagonales Universitaria - No. 1	460	5.0	2,300	4.0	1,840	-	-	5.5	-	0.8	6.3	5.2	25	
	C9	Bvd Tutunchapa (2)	25a Avenida Norte - Calle Guadalupe	420	14.0	5,880	6	3,360	-	-	24.2	16.8	3.6	44.6	37.0	37	
	C10 (a)	21a Calle Pte	5a Avenida Norte - 2da Avenida Norte	400	6.5	2,600	4	1,600	-	-	4.4	16.0	0.7	21.1	17.5	36	
	C10 (b)	-	2a Avenida Norte - 6a Avenida Norte	175	20.0	3,500	6	1,400	-	-	2.3	7.0	0.3	9.6	8.0	38	
		Total			1,455	46	14,280	24	6,200	-	-	36.4	39.8	6.4	81.6	67.7	
7		Creación del Eje Norte-Sur 33a - 41a Avenida Sur															
	C7	Prof Avenida Don Bosco	Calle San Antonio Abad - Bvd de los Héroes	300	14.0	4,200	6	1,800	-	-	5.3	12.0	0.8	18.1	15.0	35	
	C13	Calle El Progreso (Ayutunpeque)	Calle Mariona - Calle Amatillo	500	13.5	6,750	6	3,000	-	-	6.9	2.6	1.3	13.0	10.8	41	
	C8	Interconexión 33a y 41a Avenidas Sur	Alameda Roosevelt - Calle Monserrat	1,910	14.0	26,740	6	11,460	-	-	34.0	76.4	5.1	115.5	95.9	36	
		Total			2,710	42	37,690	18	16,260	-	-	46.2	91.2	7.2	146.6	121.7	
8		Conexión de la Troncal del Norte con eje JPB - Ejército															
	A2	24a Avenida Norte	Avenida Persita - Calle Concepción	300	2.5	750	-	-	-	-	1.1	-	0.2	1.3	1.1	20	
	B1	Bvd Ejército Nacional	400 m al Poniente de la Avenida Rosalo (Soyapan)	400	4.0	1,600	6	2,400	-	-	4.8	-	0.7	5.5	4.6	22	
	E3	Relay de Flores	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	-	-	-	-	6.0	-	1.2	9.2	7.6	46	
		Total			700	7	2,350	6	2,400	-	-	13.9	-	2.1	16.0	13.3	
9		Mejoras en Bvd Venezuela															
	E8	Bvd Venezuela / Avenida Cuscatlán y 2da Avenida Sur	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	-	-	-	-	24.9	-	3.7	28.6	23.7	51	
	E9	Bvd Venezuela / 10a Avenida Sur y Avenida Cuba	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	-	-	-	-	6.0	-	1.2	9.2	7.6	56	
	E7	Bvd Venezuela / 25a Avenida Sur	Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	-	-	-	-	6.0	-	1.2	9.2	7.6	50	
		Total			-	-	-	-	-	-	36.9	-	6.1	47.0	39.0		
		Gran Total			22,078	303.0	226,560	138.0	80,300	26.0	30,200.0	812.6	400.6	122.1	1,333.7	1,106.6	

Fig. 4-6: Propuestas de Mejoras Viales a Corto Plazo - Cantidades de Obra y Costos Aproximados

No	No de Proyecto	Nombre	Tramo	Rodaje de Incremento			Acera		Separador Central		Costo de Constitución (Millones \$)	Costos de Derribo de Vía	Costos de Consult y Supervisión	Costo Total Físico	Costo Económico (%)	No de Figuras		
				Long (m)	Ancho (m)	Área (m²)	Ancho (m)	Área (m²)	Ancho (m)	Área (m²)								
1	A1	Per Vial M E Araujo Hipódromo con sus Complementos																
		Bivd Constitución			Alameda Juan Pablo II - Calle San Antonio Abad	1,250	5.0	6,250	-	-	-	-	15.0	-	2.3	17.3	14.4	21
		Proj Juan Pablo II			75a Avenida Norte - Avenida Masferrer	1,600	14.0	22,400	6.5	10,400	2	3,200	26.5	43.2	4.3	76.0	63.1	30
		87a Avenida Norte			15a Calle Pie - Proj Juan Pablo II	400	13.0	5,200	4	1,600	-	-	7.1	16.0	1.1	24.2	20.1	31
		87a Avenida Sur			Calle La Mascota - Calle Cuscatlán	400	13.0	5,200	4	1,600	-	-	7.1	16.0	1.1	24.2	20.1	32
		Proj 75a Avenida Norte			Calle San Antonio Abad - Calle El Roble	300	14.0	4,200	8	2,400	-	-	5.3	5.6	0.6	11.7	9.7	42
		Alameda Juan Pablo II con la 75a Avenida Nte			Paso a desnivel	-	-	-	-	-	-	-	8.0	-	1.2	9.2	7.6	49
E4	Alameda Juan Pablo II con Blvd Constitución			Paso a desnivel	-	-	-	-	-	-	8.0	-	1.2	9.2	7.6	49		
	Cambios en los sentidos del tránsito actual en varias vías				-	-	-	-	-	-	10.0	-	1.5	11.5	9.5	-		
Total				3,950	69.00	43,250	22.50	16,000	2	3,200	89.0	66.8	13.8	163.3	152.1			
2	C5	Prolongación de Calle Padregal																
		Prolongación de Calle Padregal o Principal			Avenida Jerusalén - Carr. Panamericana	1,100	20.0	22,000	6	6,600	6	6,600	13.2	44.0	2.0	59.2	49.1	33
		Autopista Sur - Proj Calle Padregal con M E Araujo			Distribuidor a Desnivel	-	-	-	-	-	-	209.7	24.0	31.4	265.1	220.0	52	
Total				1,100	20.0	22,000	6	6,600	6	6,600	222.9	68.0	33.4	324.3	269.2			
3	B3	Eje Avenida Bernal - Amapolas																
		Avenida Bernal			Calle Sarmiento - Calle Camaguey	280	7.0	1,920	4.0	1,040	-	-	3.1	6.4	0.5	12.0	10.0	24
		49a Avenida Sur			Alameda Juan Pablo II - Calle El Progreso	800	7.0	5,600	4.0	3,200	-	-	9.6	26.0	1.4	37.0	30.7	24
		59a Avenida Sur (1)			Calle El Progreso - Blvd Venezuela	450	14.0	6,300	4.0	1,800	-	-	112.8	14.6	17.0	144.4	119.9	34
		Alameda Juan Pablo II con Avenida Bernal			Paso a desnivel	-	-	-	-	-	-	8.0	-	1.2	9.2	7.6	49	
		Calle Zacarín			Bivd Constitución - Avenida Bernal	600	13.5	8,100	6	3,600	-	-	10.7	2.0	1.8	14.3	11.9	29
		Proj Avenida Bernal			Calle Zacarín - Calle El Volcán	600	14.0	8,400	8	4,800	-	-	10.7	6.2	1.6	18.5	15.4	43
C16	Proj Blvd Constitución			Calle Zacarín - Calle El Volcán	550	14.0	7,700	8	4,400	6	4,400	9.8	6.5	1.5	17.8	14.8	44	
	Total				3,280	69.8	37,820	34.0	16,840	6.0	4,400	164.7	63.7	24.9	253.2	210.2		
4	A1	Ampliación de la Capacidad Vial en Autopista Sur																
		Autopista Sur			Carr. Panamericana - 49a Avenida Sur	2,300	8.0	13,800	-	-	-	-	27.6	-	4.1	31.7	26.3	19
		Autopista Sur (Calle Lateral Norte)			49a Avenida Sur - Carretera Panamericana	2,600	-	-	-	-	-	3.1	-	0.5	3.6	3.0	19	
		Proj Infantería			Autopista Sur - Avenida Einstein	100	9.0	900	6	600	-	-	0.3	4.0	0.1	4.4	3.7	40
		Calle Monserrat			49a Avenida Sur - 25a Avenida Sur	1,000	7.0	7,000	2.5	2,500	4	4,000	9.0	45.3	1.4	55.7	48.2	28
		Autopista Sur (Calle Lateral Sur)				200	6.0	1,200	2.0	400	-	-	1.5	-	0.2	1.7	1.4	27
Total				6,200	28	22,800	11	3,500	4	4,000	41.6	49.3	6.3	97.1	80.6			
5	C11	Mejoras en Autopista Norte, Bivd Los Héroes y 49a Av Sur																
		Proj Autopista Norte			5a Avenida Norte - Carr. Troncal del Norte	2,000	21.0	42,000	8	16,000	6	12,000	69.6	8.0	10.4	88.0	73.0	39
		Autopista Norte con la Avenida Recreación Universitaria			Paso a Desnivel	-	-	-	-	-	-	24.9	-	3.7	28.6	23.7	46	
		Autopista Norte / Bivd Los Héroes / San Antonio Abad / 2a Avenida Norte				-	-	-	-	-	-	52.4	-	7.9	60.3	50.0	47	
		49a Avenida Sur			Bivd Venezuela - Calle El Progreso	600	6.0	3,600	3.0	1,800	-	-	7.2	-	1.1	8.3	6.9	23
B5	Bivd Venezuela			45a - 47a Avenida Sur	100	6.0	600	7.0	700	-	-	1.2	-	0.2	1.4	1.2	26	
	Total				2,700	33	46,200	19	18,800	6	12,000	165.3	8.0	23.3	186.6	164.9		
6	B4	Conexiones en Bivd Tutunichapa																
		Bivd Tutunichapa			Diagonales Universitaria - No 1	480	5.0	2,300	4.0	1,840	-	-	5.5	-	0.6	6.3	5.2	25
		Bivd Tutunichapa (2)			25a Avenida Norte - Calle Guadalupe	420	14.0	5,880	6	3,360	-	-	24.2	16.6	3.6	44.6	37.0	37
		21a Calle Pie			5a Avenida Norte - 2da Avenida Norte	400	6.5	2,600	4	1,600	-	-	4.4	16.0	0.7	21.1	17.5	38
C10(a)	2a Avenida Norte - 6a Avenida Norte				175	20.0	3,500	8	1,400	-	-	2.3	7.0	0.3	9.6	8.0	36	
	Total				1,468	46	14,280	24	8,200	6	12,000	36.4	39.6	6.4	81.6	67.7		
7	C7	Creación del Eje Norte-Sur 33a - 41a Avenida Sur																
		Proj Avenida Don Bosco			Calle San Antonio Abad - Bivd de los Héroes	300	14.0	4,200	6	1,800	-	-	5.3	12.0	0.8	18.1	15.0	35
		Calle El Progreso (Ayulustepeque)			Calle Mariana - Calle Amalito	500	13.5	6,750	6	3,000	-	-	8.9	2.8	1.3	13.0	10.8	41
		Interconexión 33a y 41a Avenidas Sur			Alameda Roosevelt - Calle Monserrat	1,810	14.0	26,740	6	11,460	-	-	34.0	76.4	5.1	115.5	95.9	36
Total				2,710	42	37,680	18	16,260	6	12,000	46.2	91.2	7.2	144.6	121.7			
8	A2	Conexión de la Troncal del Norte con eje J P II - Ejército																
		24a Avenida Norte			Avenida Petalita - Calle Concepción	300	2.5	750	-	-	-	-	1.1	-	0.2	1.3	1.1	20
		Bivd Ejército Nacional			400 m al Poniente de la Avenida Rosario (Soyapan)	400	4.0	1,600	6	2,400	-	-	4.6	-	0.7	5.5	4.6	21
		Reloj de Flores			Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	-	-	-	8.0	-	1.2	9.2	7.6	49	
Total				700	7	2,350	6	2,400	-	-	13.9	-	2.1	16.0	13.3			
9	E8	Mejoras en Bivd Venezuela																
		Bivd Venezuela / Avenida Cuscatlán y 2da Avenida Sur			Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	-	-	-	24.9	-	3.7	28.6	23.7	51	
		Bivd Venezuela / 10a Avenida Sur y Avenida Cuba			Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	-	-	-	8.0	-	1.2	9.2	7.6	49	
		Bivd Venezuela / 25a Avenida Sur			Paso a desnivel (subterráneo)	-	-	-	-	-	-	8.0	-	1.2	9.2	7.6	49	
Total				41	-	-	-	-	-	41	-	6.1	47.0	39.0				
Gran Total				22,000	0	226,680	139.0	80,300	26.0	30,200.0	612.6	400.6	122.1	1,335.7	1,111.1			

Incluye 2 Puentes a 2 Vu

Incluye un paso a desnivel con 1.75 Av Norte

Nota: El Costo Económico es resultado de aplicar el Costo Financiero al Factor de Conversión 0.83 según se explica en Texto

- La 1a. Calle Poniente, en el tramo de la 49 Av. Norte y Plaza Beethoven en su sentido único Pte a Ote. tendría nivel de servicio A a C y en un mínimo a nivel de servicio E, el cual se da al llegar a la Intersección con Boulevard Constitución. En general se puede deducir, que ocurrió una mejora notable en nivel de servicio en dicha calle.
- El Blvd. Constitución, en el tramo de la Alameda Roosevelt y Calle San Antonio Abad, aumentará sus volúmenes del tránsito con mejoras en nivel de servicio al rango A-C y de Calle San Antonio Abad a Calle Zacamil a nivel de servicio A-C en el sentido Sur-Norte.
- La Calle San Antonio Abad, en el tramo de Boulevard Constitución a la 75a. Avenida Norte, funcionara a nivel de servicio A-C.

La necesidad de la construcción de dichos proyectos propuestos para el año 2000 es notoria ya que la mejoría en la red vial metropolitana se observa en los resultados a nivel general, de acuerdo a la figura 4-2. La velocidad promedio en la red con los nueve paquetes (escenario 8002) mejora de 23 km/hora a 26 hm/hora, con relación a la red básica (escenario 7002) sin dichas mejoras viales propuestas. Lo mismo sucede con los tramos congestionados y la velocidad mejora de 14 km/hora a 16 km/hora.

El alto crecimiento vehicular esperado para el año 2000, congestionaría la red vial básica para el año 2000 (escenario 7002) sin paquetes. Con la ejecución de los 9 paquetes, la red no sobrepasaría los niveles de capacidad, aunque habrían tramos congestionados, estos no representan mayor problema al sistema vial total, ya que con relación a la red total esto es un valor modesto (4.4%). Al disminuir los tramos congestionados, se reducen los desplazamientos de los vehículos, tendiendo a utilizar recorridos mínimos. Todo esto reduce las cantidades vehículo-km, así como las horas de desplazamiento vehicular (ver figura 4-2 a continuación).

La mejora en general de la implementación de los nueve paquetes, se da en la continuidad que se ofrece a la red, principalmente en la zona Nor-Pte de la Ciudad, ya que habilita vías cuya falta de continuidad, las hace conducir tránsito menores a las capacidades viales que poseen

También se habilitan mejores condiciones de operatividad vehicular al reordenar el tránsito en vías de un solo sentido, lo mismo que se establecen ejes viales que dan lugar a reforzar el sistema vial principal y el tránsito se conduce por vías adecuadas y con mayor fluidez

**Fig. 4-2: Resumen de los Parámetros del Funcionamiento
Estimado para los Escenarios 7002 y 8002**

Parámetro	Escenario 7002	Escenario 8002	Cambio (%)
Red Vial	Basica 2000	Con los 9 Paquetes	.
Carril-km (Km)	2,029	2,136	+5.3%
Veh-km	500,060	498,229	-0.3%
Veh-horas	21,363	18,973	-11.2%
Velocidad Promedio (km/h)	23	26	+13.0%
Carril (NdC = F)	315	301	-4.4%
Veh-km (NdC = F)	191,509	181,189	-5.4%
Veh-horas (NdC = F)	13,543	11,029	-18.6%
Velocidad Promedio (NdC = F)	14	16	+14.3%

NdC = F: Nivel de servicio *F*.

4.5 Evaluación Económica del Programa de Inversiones del PCP

4.5.1 Metodología para la Evaluación

Para el cálculo de los posibles costos de construcción de las diferentes propuestas planteadas, así como para su evaluación, se ha seguido el siguiente procedimiento:

a) Costos Unitarios

Se han aplicado a los diferentes tipos de construcción vial (presentados en las figuras C-2 a C-16. Anexo C), los costos unitarios que actualmente prevalecen en el mercado. Dichos costos unitarios fueron aportados por la Dirección General de Caminos (DGC); representando estos costos unitarios, costos promedios de las empresas constructoras que ofertan servicios a la DGC.

b) Volúmenes de Obra

Los volúmenes de obras aplicados para cada tipo de proyecto, han sido tomados de proyectos que se han ejecutado o que se tiene planificado ejecutar; es decir, los volúmenes de obras reales, según tipo de proyecto.

c) Costo de los Proyectos

A los volúmenes de obra calculados se le han aplicado los costos unitarios actualizados

El costo/km ó costo/unidad que se presenta como resultado, son costos representativos de cada tipo de obra vial, que a opinión del Consultor reflejan un costo promedio. Tales resultados pudieran variar al momento de aplicar mayor precisión y análisis a los volúmenes de obra; una vez definidos los procedimientos constructivos a utilizar en otros niveles de estudio.

El costo/km ó costo/unidad presentado en la figura C-1 (Anexo C), ha servido de base para el cálculo del costo de las propuestas a corto plazo presentada en la figura 4-6 a continuación.

Debido a que el costo de las propuestas a corto plazo conlleva costos unitarios que actualmente prevalecen en el mercado (promedios), el mismo, para efectos evaluativos, deberá considerarse como el costo financiero de las propuestas.

4.5.5 Resultados de la Evaluación Económica

Considerando, entonces, el proceso metodológico que se siguió para la evaluación económica de las “canastas ó “paquetes” de proyectos propuestos para el corto plazo; los indicadores económicos (factores de conversión) tomados en cuenta en el análisis; el proceso iterativo que se desarrolló para priorizar las citadas “canastas” ó “paquetes”; y los indicadores económicos que se estructuraron para la consideración de los beneficios, permitieron configurar un orden de prioridades para iniciar la implementación de los proyectos específicos. Este orden se fundamenta en la relación entre los beneficios que se generan (reducción de costos de operación vehicular y disminución en el tiempo de viajes) y los correspondientes costos de inversión.

Las características de ciertos “paquetes” y específicamente de los proyectos que los integran, sin embargo, en el proceso iterativo que se desarrolló, no generaron los beneficios, que al menos, compensaran los costos de inversión: es decir que su relación beneficio/costo fué menor que la unidad (1.00). Sin embargo, ello no significa que tales paquetes y/o proyectos del caso deban descartarse definitivamente; es posible, en este caso, que su implementación sea más favorable a más largo plazo. De todas formas, el Consultor los considerará en la evaluación económica que realice a nivel global del Plan Maestro de AMSS.

Con todo, la figura 4-11 especifica los resultados de la evaluación económica en la que, además, se indica el orden prioritario para la implementación de cada “paquete” de proyectos; destacando que aquellos “paquetes” con rango entre 1.0 y 14.1 (siete paquetes) de relación beneficio/costo (B/C) requieren, hasta el año 2000, de una inversión levemente superior a los mil millones de colones en proyectos viales urbanos del AMSS.

Fig. 4-11: Resultados de la Evaluación Económica

Número de Paquete	Nombre del Paquete	Inversión ^{1,2)} (en Precios Financieros) 10 ⁶ ₡	Inversión ^{1,2)} (en Precios Económicos) 10 ⁶ ₡	Relación Beneficio/ Costo (B/C)	Orden de Prioridad
1	Par Vial M.E. Araujo/Hipódromo con sus componentes (8 Proyectos)	183.3	152.1	4.8	3
2	Prolongación Calle Pedregal (2 Proyectos)	324.3	269.2	1.0	6
3	Eje Avenida Bernal - Amapolias (7 Proyectos)	253.2	210.2	1.8	4
4	Ampliación Capacidad Vial en Autopista Sur (5 Proyectos)	97.1	80.6	<1.0	*
5	Mejoras en la Autopista Norte, Blvd. Los Héroes y 49a. Av. Sur	186.6	154.9	1.2	5
6	Conexiones en Blvd. Tutunichapa (4 Proyectos)	81.6	67.7	<1.0	*
7	Creación del Eje Norte-Sur: 33a -41a Avenidas (3 Proyectos)	146.6	121.7	<1.0	*
8	Conexión de la Troncal del Norte con el Eje Alameda Juan Pablo II y Blvd. de Ejército (3 Proyectos)	16.0	13.3	14.1	1
9	Mejoras en Blvd. Venezuela (3 Proyectos)	47.0	39.0	5.0	2

* Pendiente

¹⁾ Los Precios se refieren al año 1996

²⁾ Ver figura 4-6



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

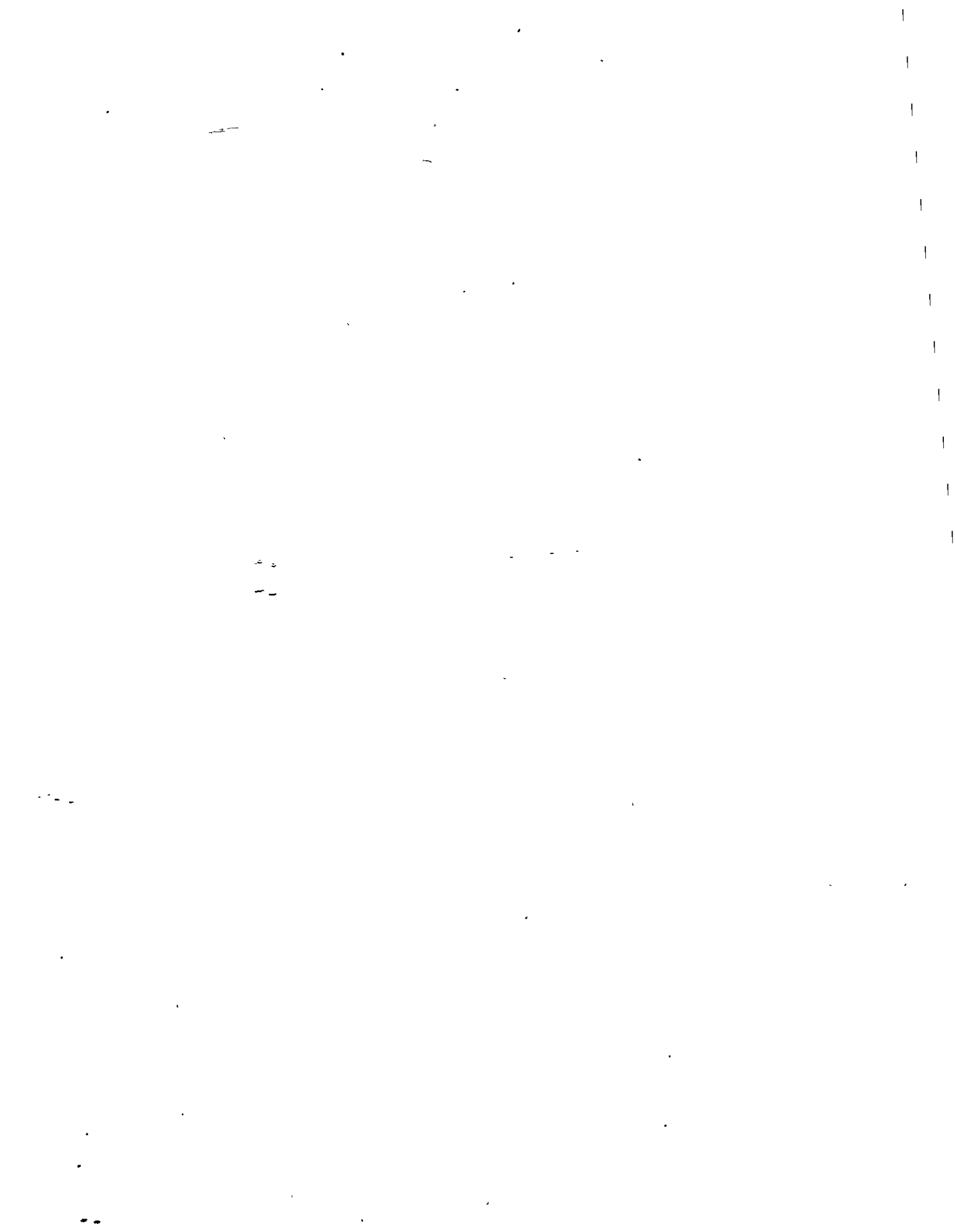
II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

**TEMA: RESULTADOS DE LAS ASIGNACIONES
SEGÚN VARIOS ESCENARIOS**

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997



ANEXO A

RESULTADOS DE LAS ASIGNACIONES SEGUN VARIOS ESCENARIOS

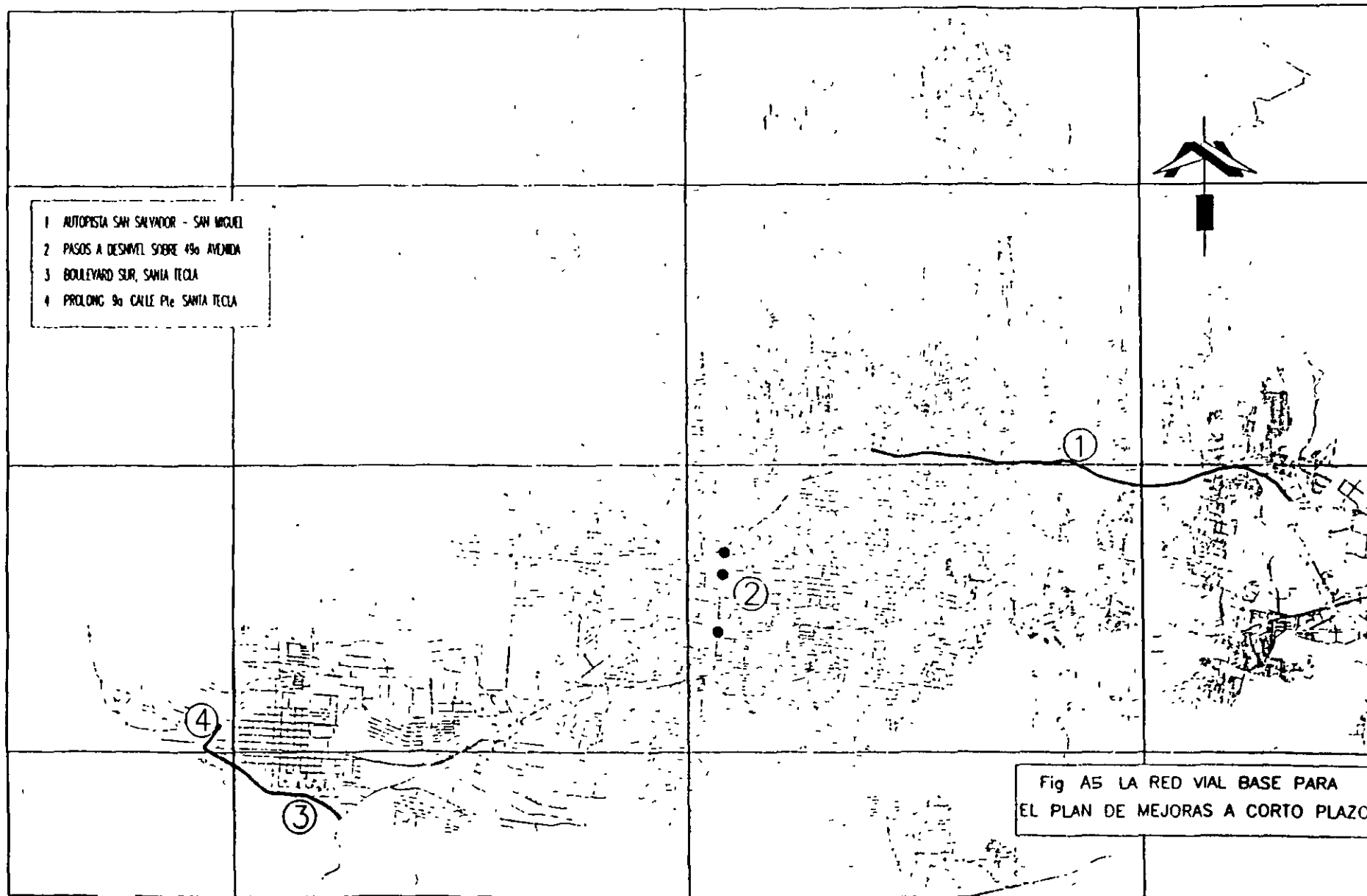


FIGURA B3 PLAZA LAS AMERICAS
(Propuesta de Diseño Conceptual). Sin Escala.

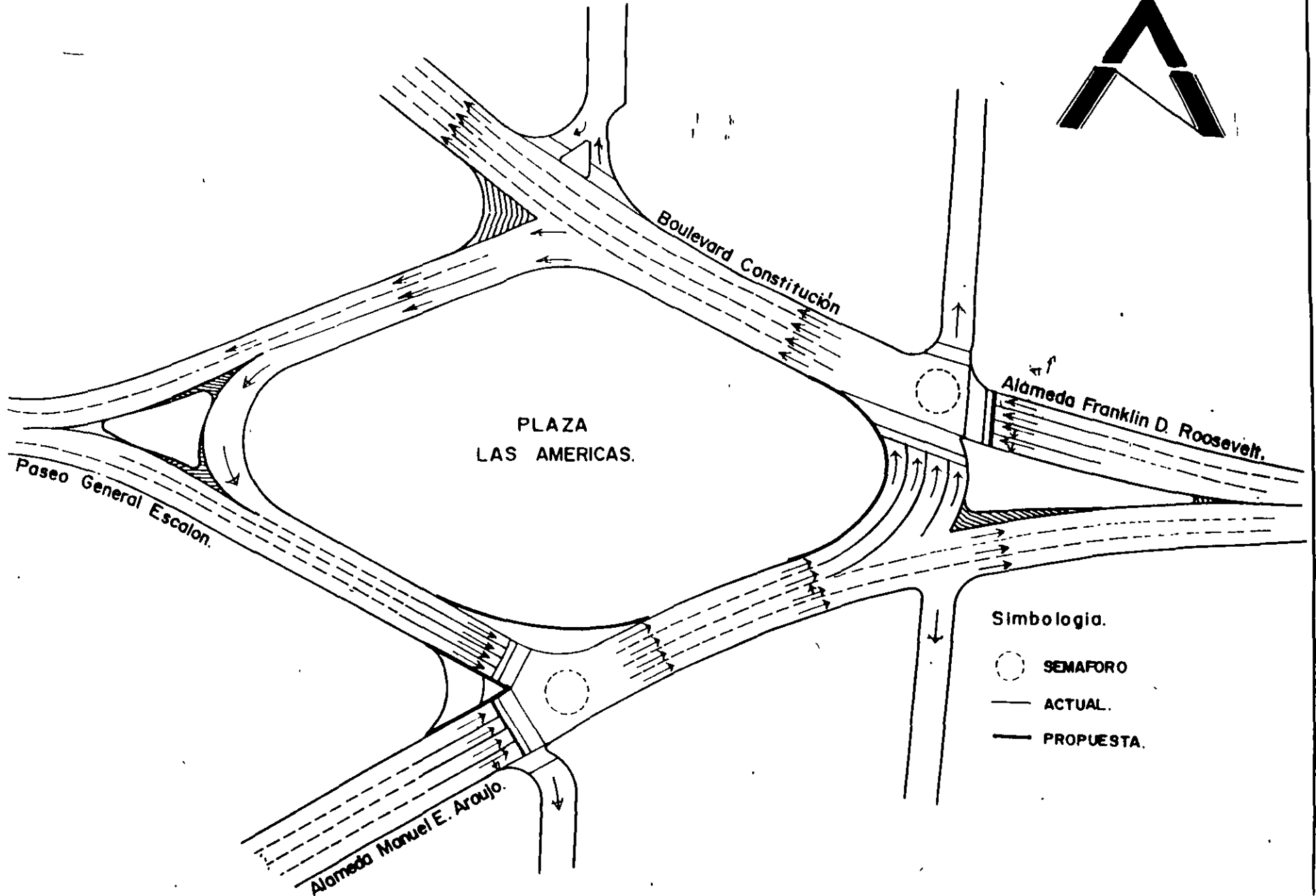
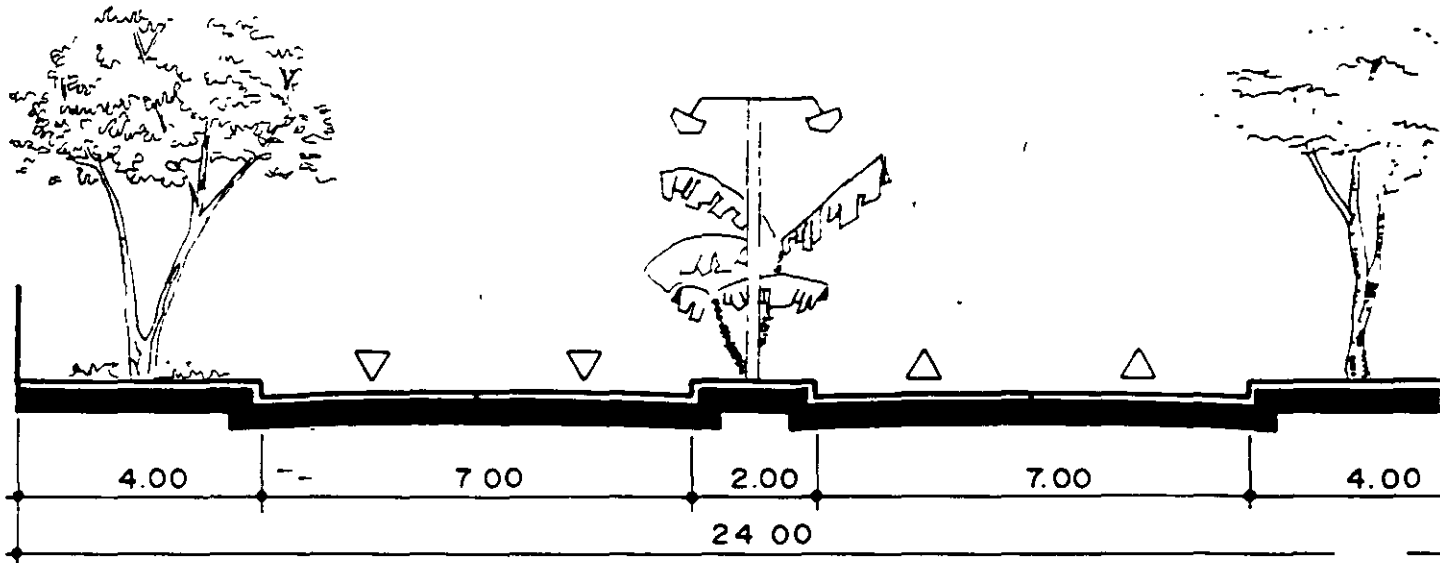


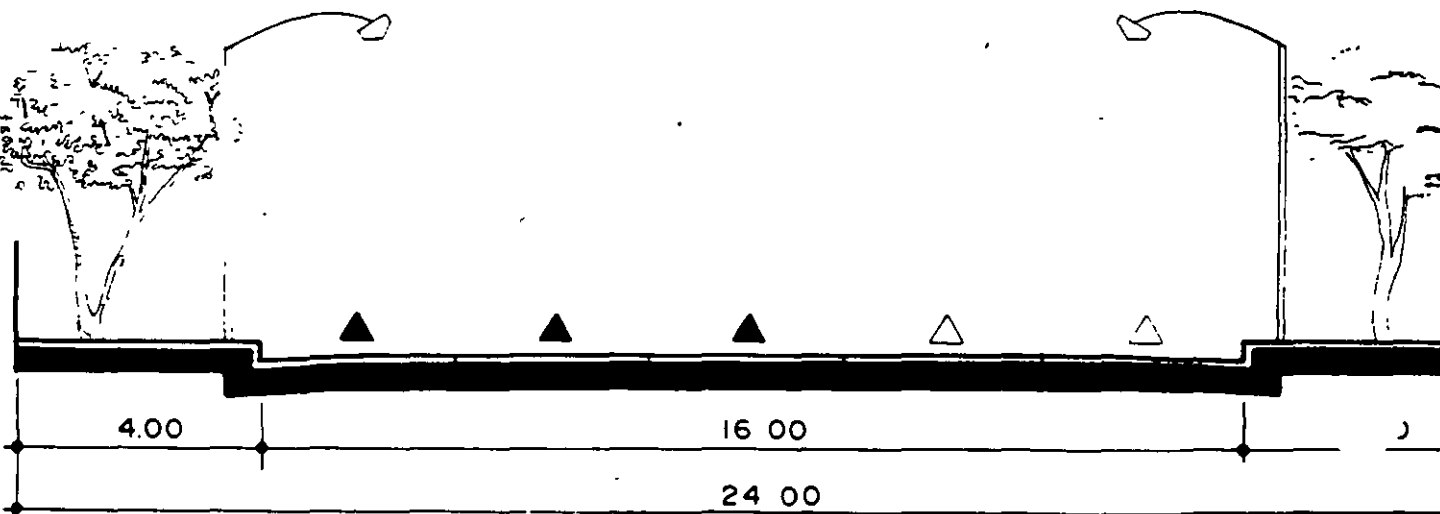
FIGURA B4 ALAMEDA MANUEL ENRIQUE ARAUJO.

SECCION TRANSVERSAL.

SITUACION ACTUAL.



SITUACION PROPUESTA



ESCALA 1:125

FIGURA 85 REDONDEL PLAZA BEETHOVEN
 (Proyecto de Diseño Conceptual)

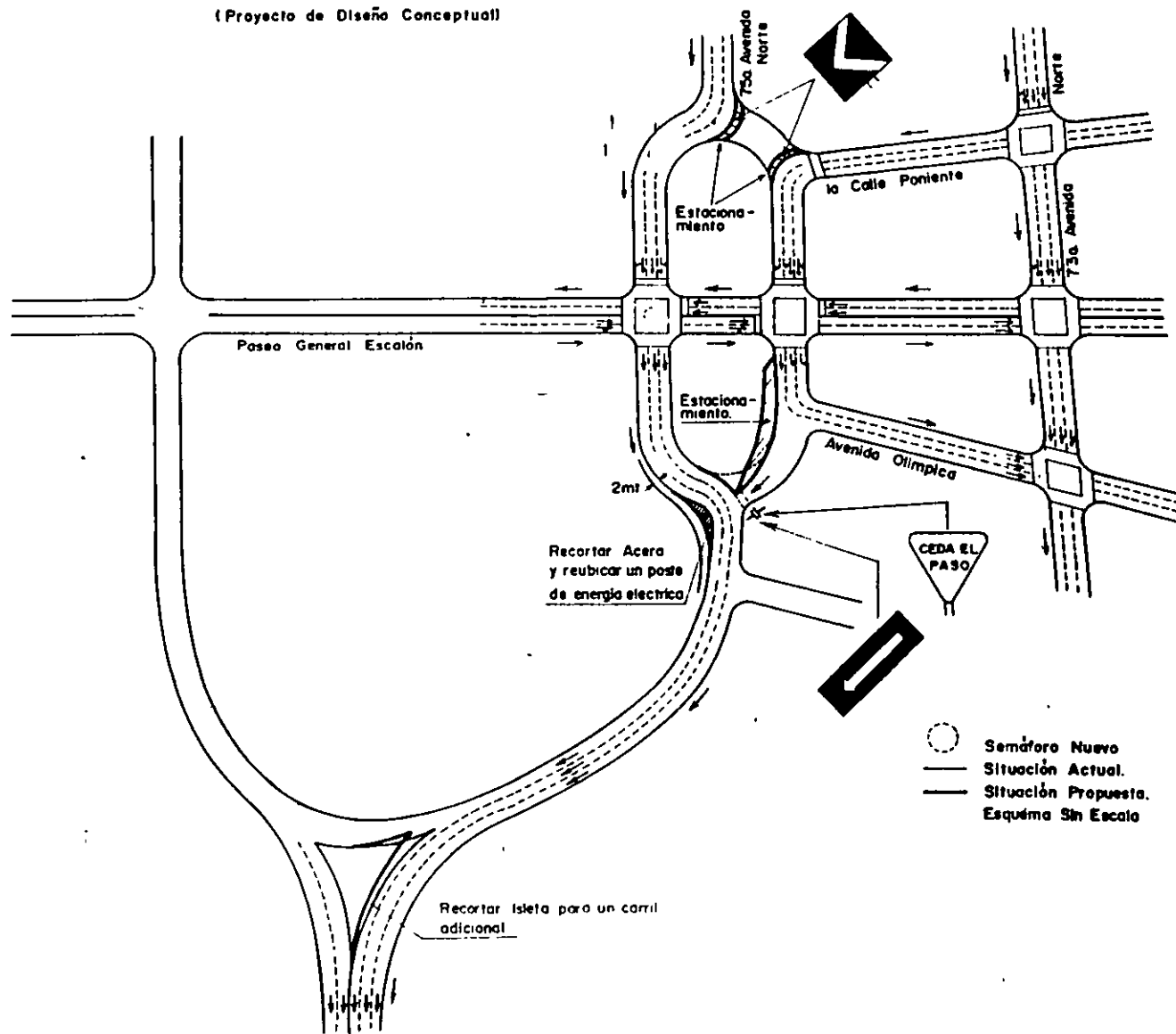


FIGURA B6 BOULEVARD DEL HIPODROMO - CALLE LOMA LINDA.
(PLAZA BRASIL)

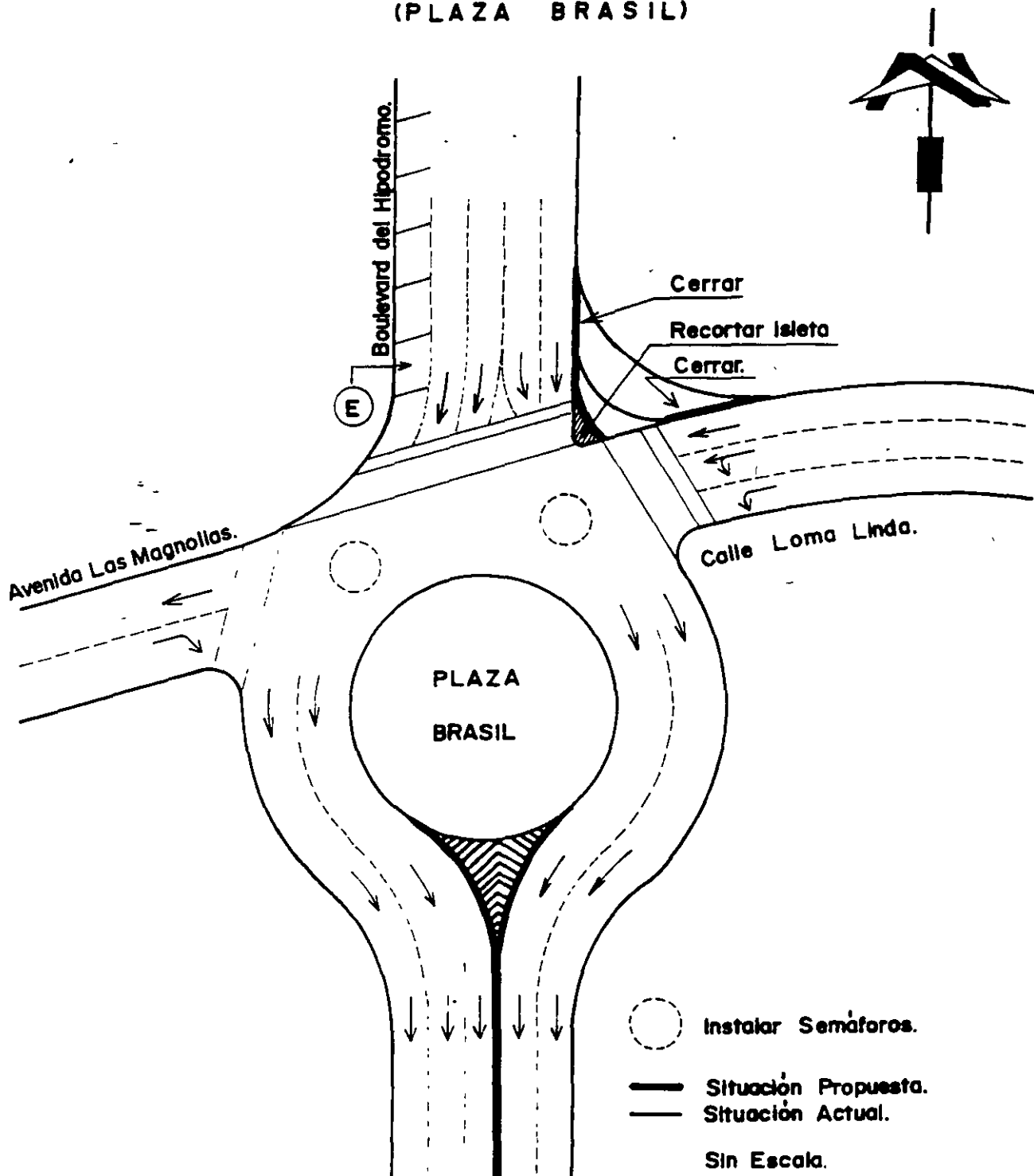


FIGURA B7 REDONDEL EN BOULEVARD DEL HIPODROMO Y AVENIDA LA REVOLUCION

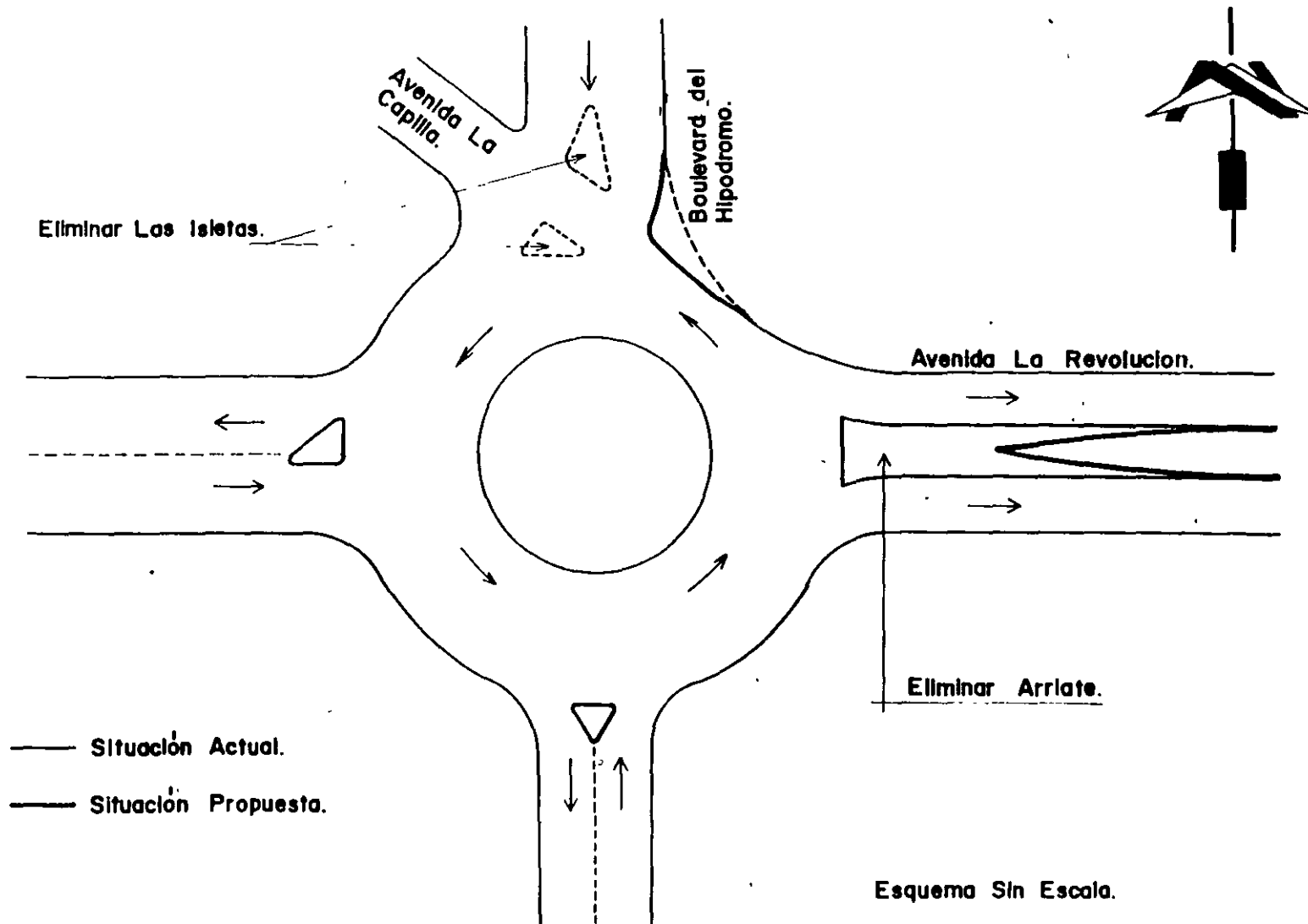
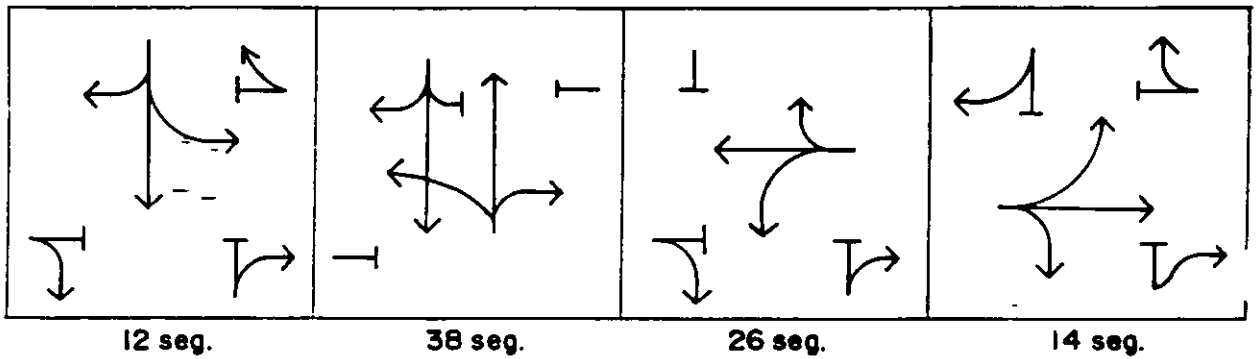


FIGURA B8 ALAMEDA JUAN PABLO II - 75a. AVENIDA NORTE.

Reprogramación de los semáforos, con el cambio a un sentido de la 75a. Avenida Norte hacia el sur, a partir de esta intersección y la Prolongación de la Alameda Juan Pablo II, hasta la Avenida Masferrer.

PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS ACTUAL

CICLO = 90 seg.



PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS PROPUESTA

CICLO = 110 seg.

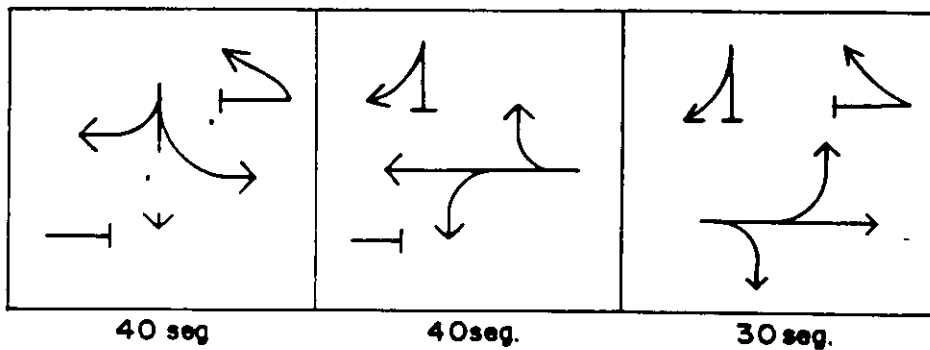
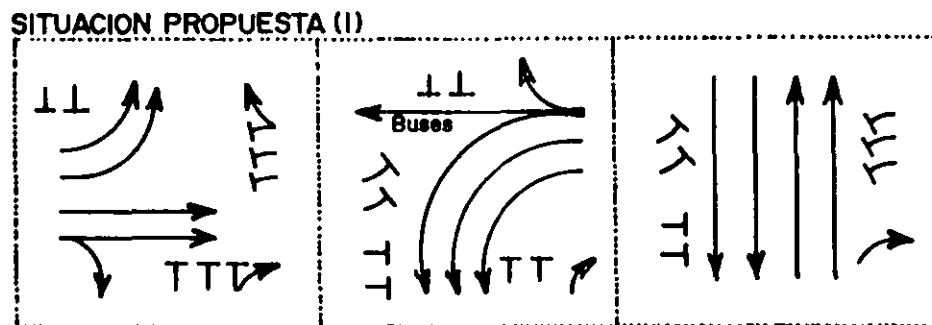
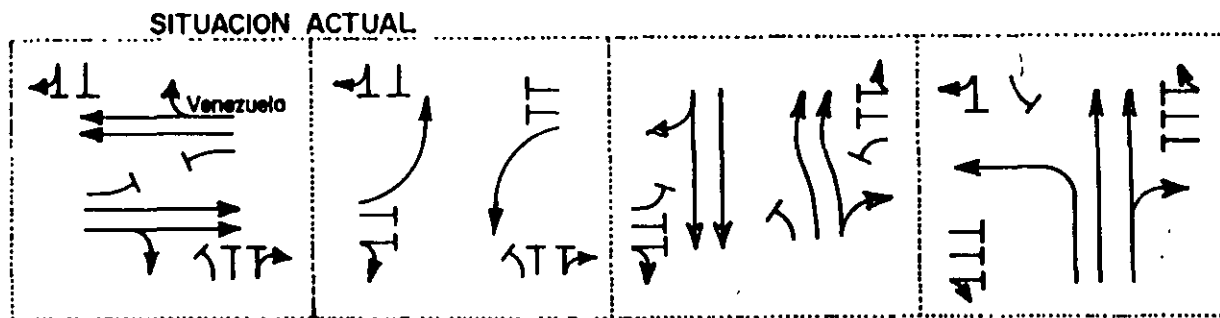


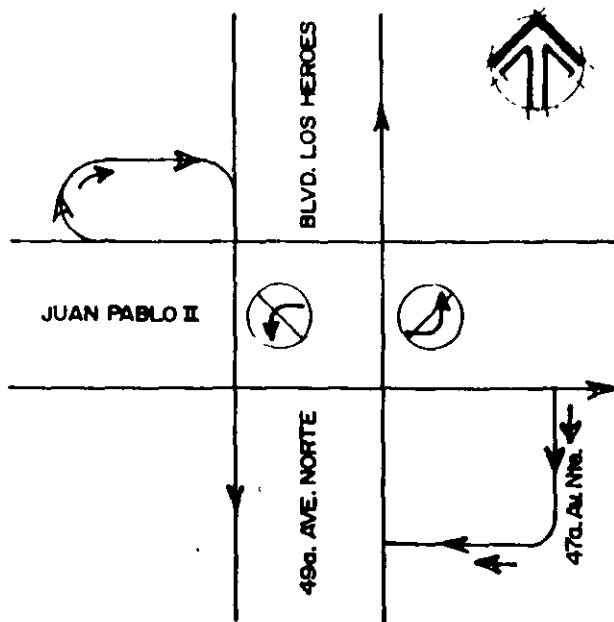
FIGURA B9 BOULEVARD VENEZUELA - 49a. AVENIDA SUR.
PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS.



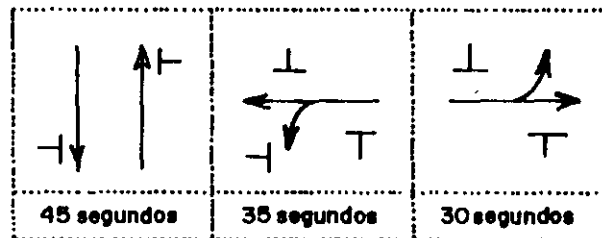
(I) ESTA PROPUESTA ESTA EN BASE AL CAMBIO DEL BOULEVARD VENEZUELA A UN SENTIDO DEL TRANSITO Y OPERE CON SEMAFOROS HASTA QUE SE CONSTRUYA EL PASO A DESNIVEL EN ESTA INTERSECCION.

FIGURA B10 BOULEVARD LOS HEROES – ALAMEDA JUAN PABLO II. (I)

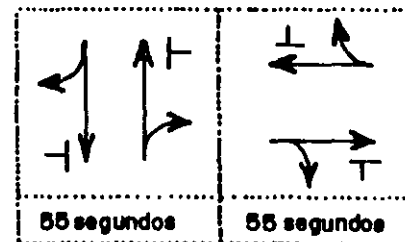
PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS.



(I) PROPUESTA EN TANTO SE CONSTRUYA EL PASO A DESNIVEL.



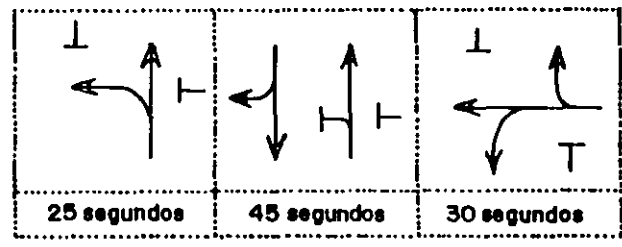
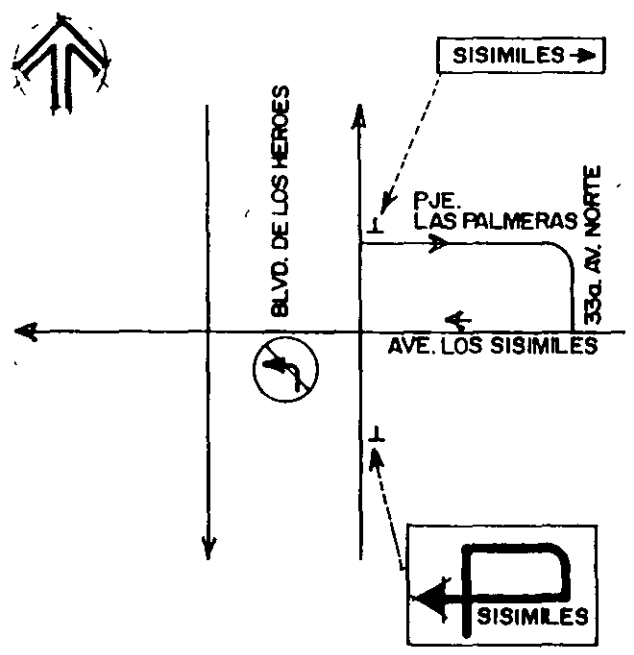
SITUACION ACTUAL
CICLO = 110 Segundos.



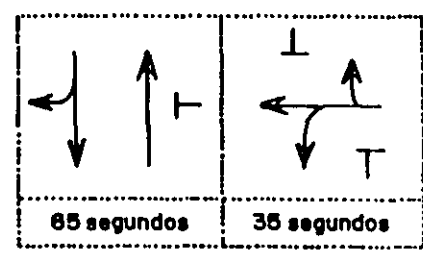
SITUACION PROPUESTA
CICLO = 110 Segundos.

FIGURA II BOULEVARD LOS HEROES - AVENIDA LOS SISIMILES.

PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS



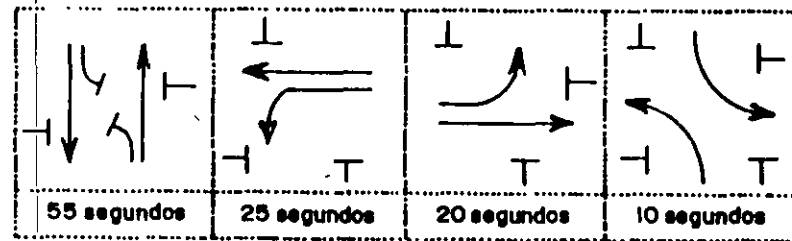
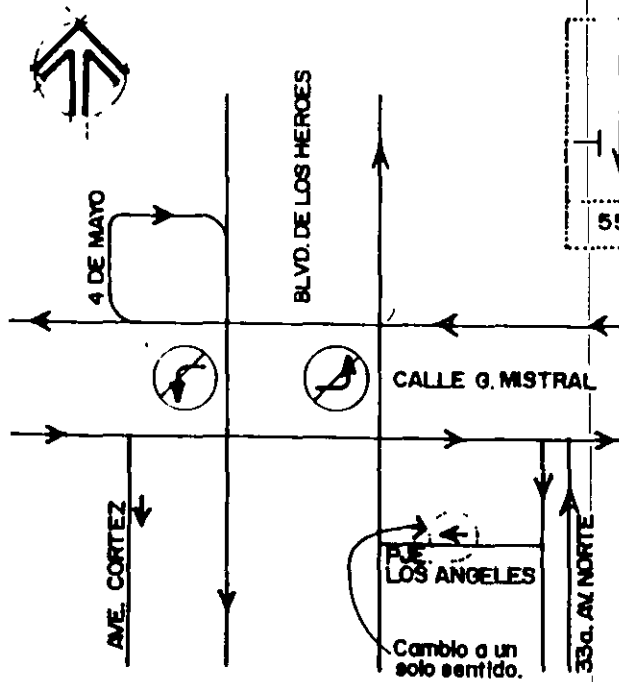
SITUACION ACTUAL
CICLO = 100 Segundos.



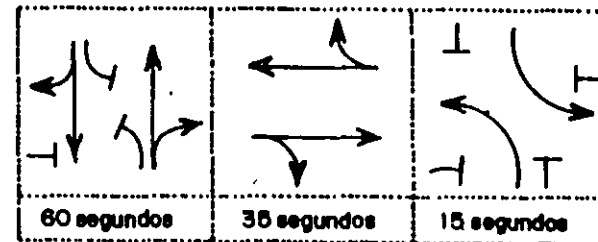
SITUACION PROPUESTA
CICLO = 100 Segundos.

FIGURA B 12 BOULEVARD LOS HEROES – CALLE GABRIELA MISTRAL.

PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS



SITUACION ACTUAL
CICLO = 110 Segundos.



SITUACION PROPUESTA
CICLO = 110 Segundos.

FIGURA B13 ALAMEDA JUAN PABLO II - 33a. AVENIDA NORTE.

PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS.

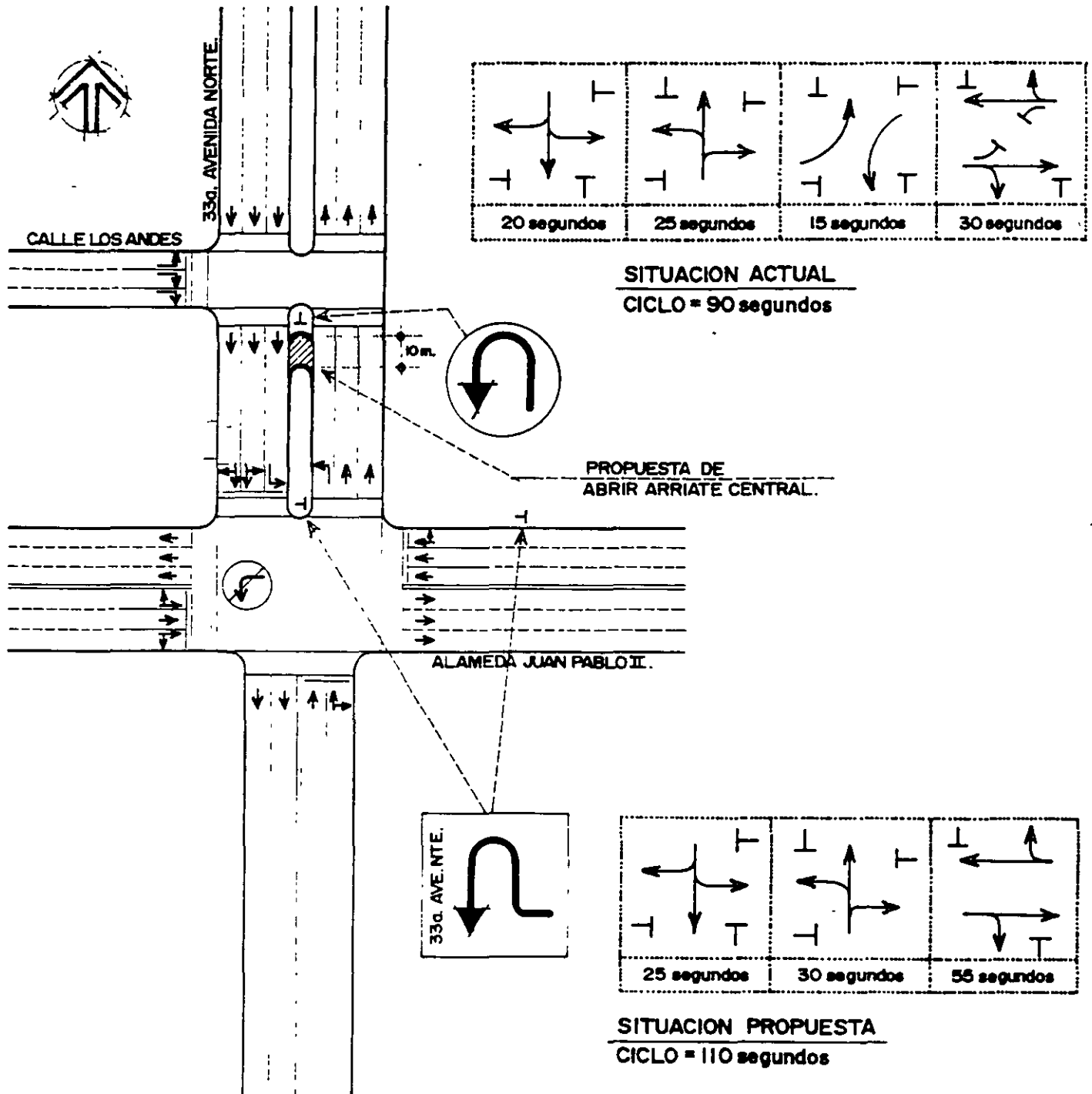
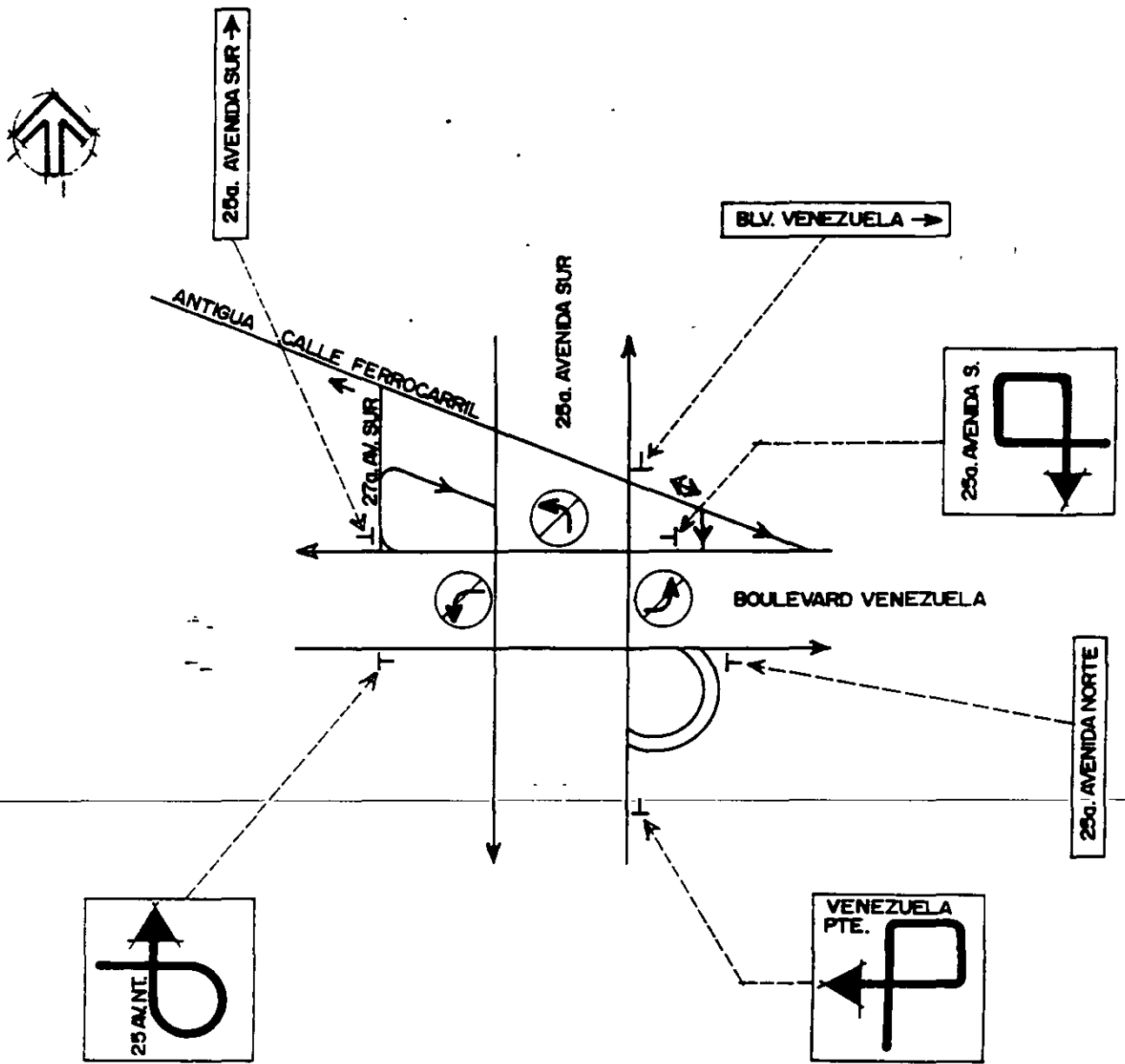
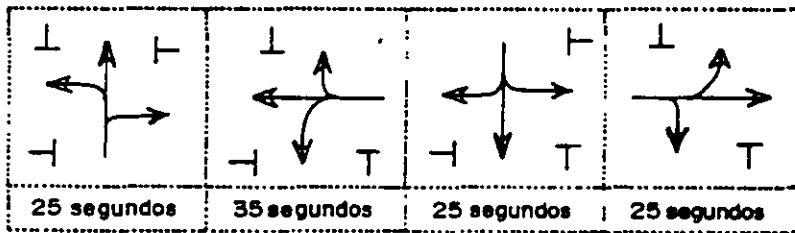


FIGURA B14 BOULEVARD VENEZUELA – 25ª. AVENIDA SUR.

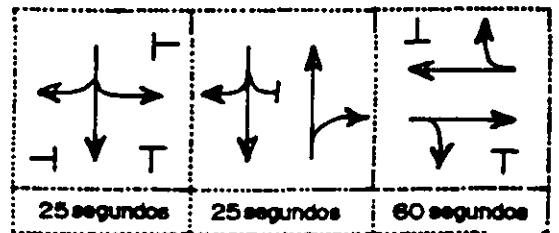


NOTA: MIENTRAS SE CONSTRUYE EL PASO A DESNIVEL.

PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS.

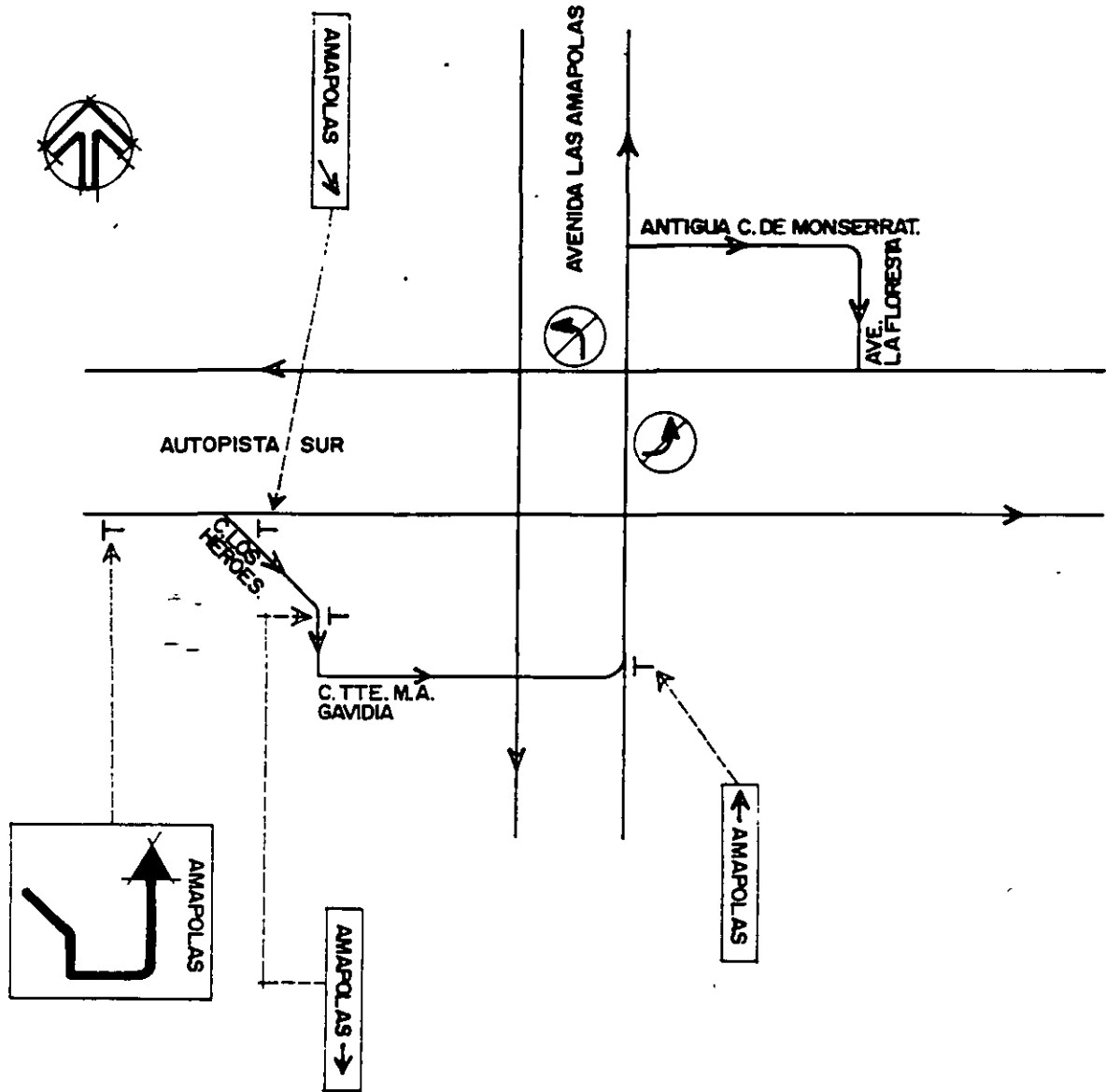


SITUACION ACTUAL
CICLO = 110 Segundos.

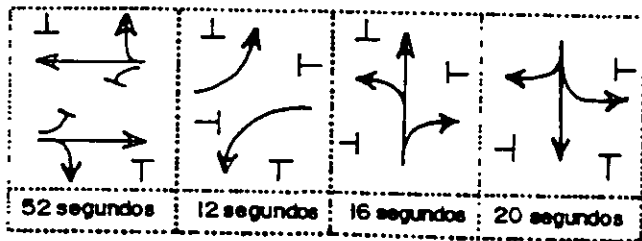


SITUACION PROPUESTA
CICLO = 110 Segundos.

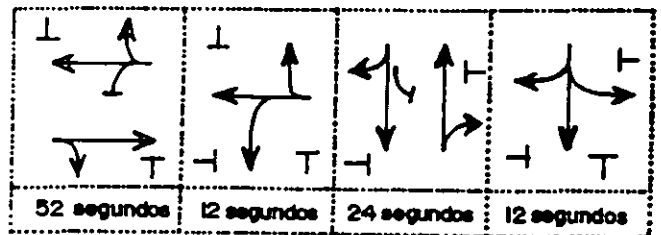
FIGURA B15 AUTOPISTA SUR – AVENIDA LAS AMAPOLAS.



PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS

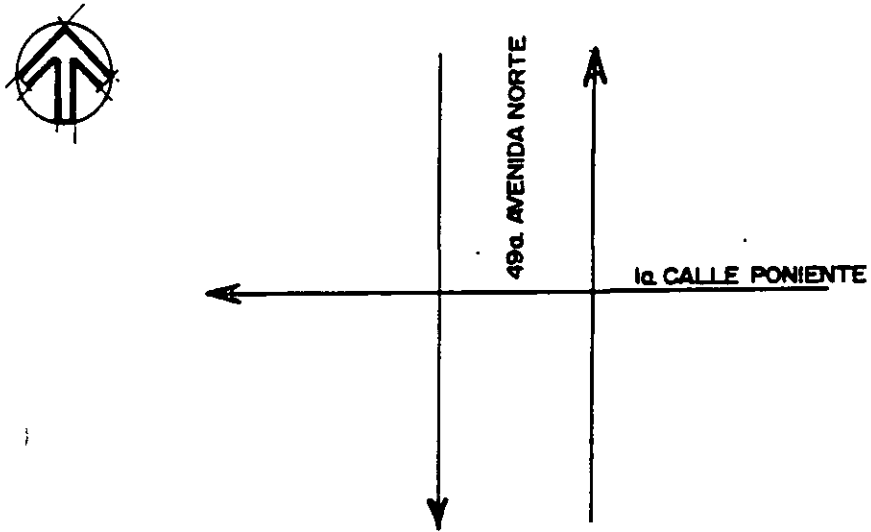


SITUACION ACTUAL
CICLO = 100 Segundos



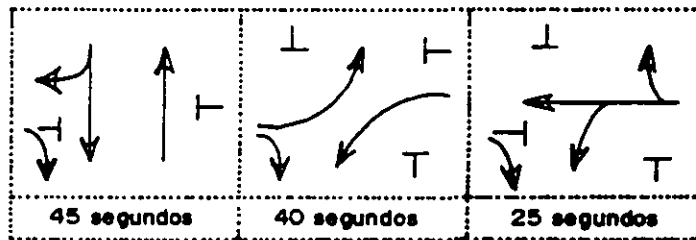
SITUACION PROPUESTA
CICLO = 100 Segundos

FIGURA B16 49a. AVENIDA NORTE - 1a. CALLE PONIENTE.



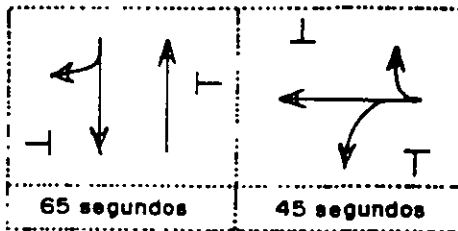
NOTA: CON LA PROPUESTA DE UN SENTIDO DE LA 1a. CALLE PONIENTE.

PROGRAMACION DE LOS SEMAFOROS



SITUACION ACTUAL

CICLO = 110 Segundos



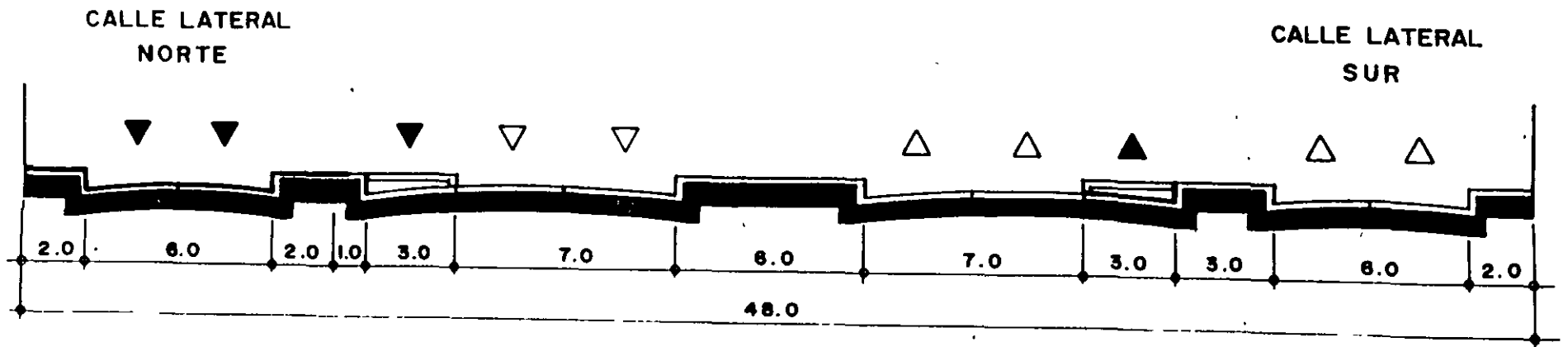
SITUACION PROPUESTA

CICLO = 110 Segundos

FIGURA B17 AUTOPISTA SUR O BOULEVARD DE LOS PROCERES.

TRAMO: CARRETERA PANAMERICANA - 49a. AVENIDA SUR.

Longitud Aprox. = 2300mts.



ESCALA 1:200

- △ — SITUACION ACTUAL
- ▲ — SITUACION PROPUESTA

FIGURA B18 24a. AVENIDA NORTE.

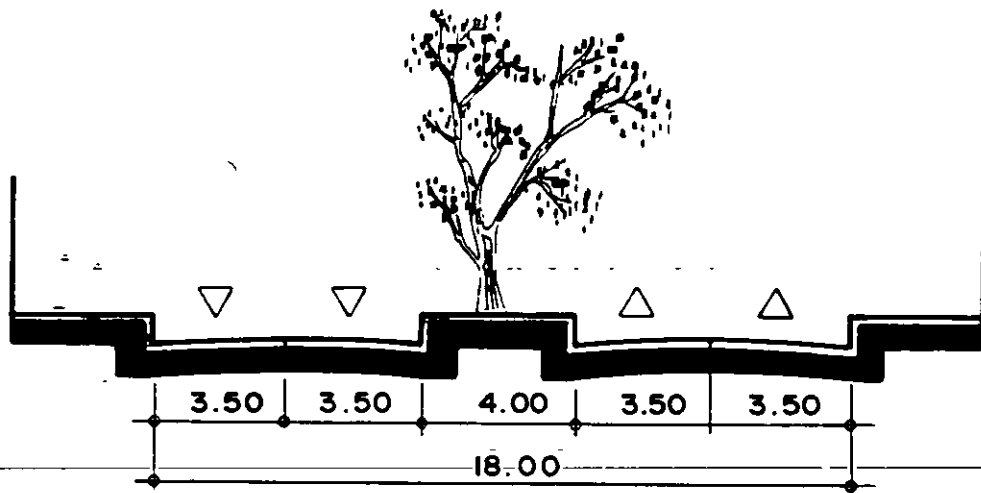
TRAMO: AVENIDA PERALTA — CALLE CONCEPCION.

Longitud Aprox.: 300mts.

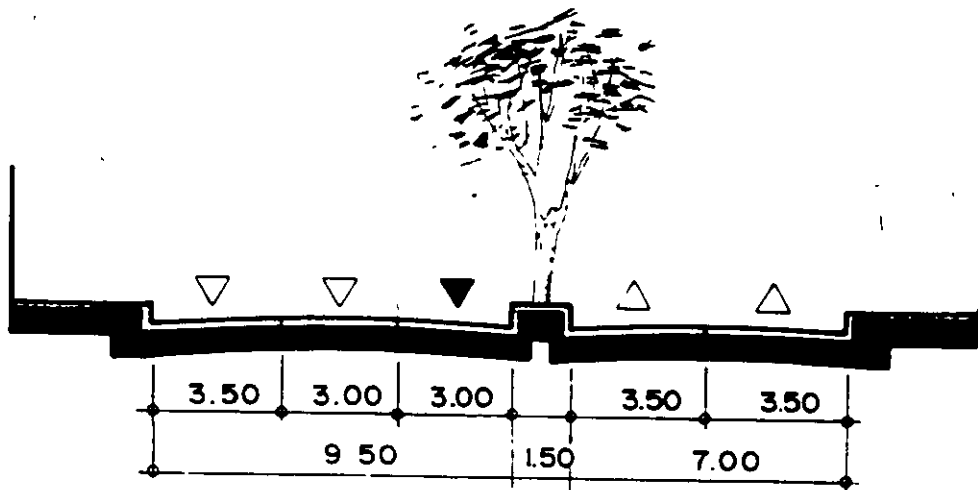
SECCION TRANSVERSAL.

NOTA: Se propone que se reduzca el redondel que se ubica en la Calle Concepcion, en 4 metros, en todo su perimetro.

SITUACION ACTUAL



SITUACION PROPUESTA.



ESCALA 1:200

**FIGURA B19 BOULEVARD CONSTITUCION
 REDUCCION DEL ANCHO DEL ARRIATE CENTRAL EN
 BOULEVARD CONSTITUCION E INSTALACION DE SEMA-
 FOROS EN LA INTERSECCION CON LA CALLE SAN
 ANTONIO ABAD.**

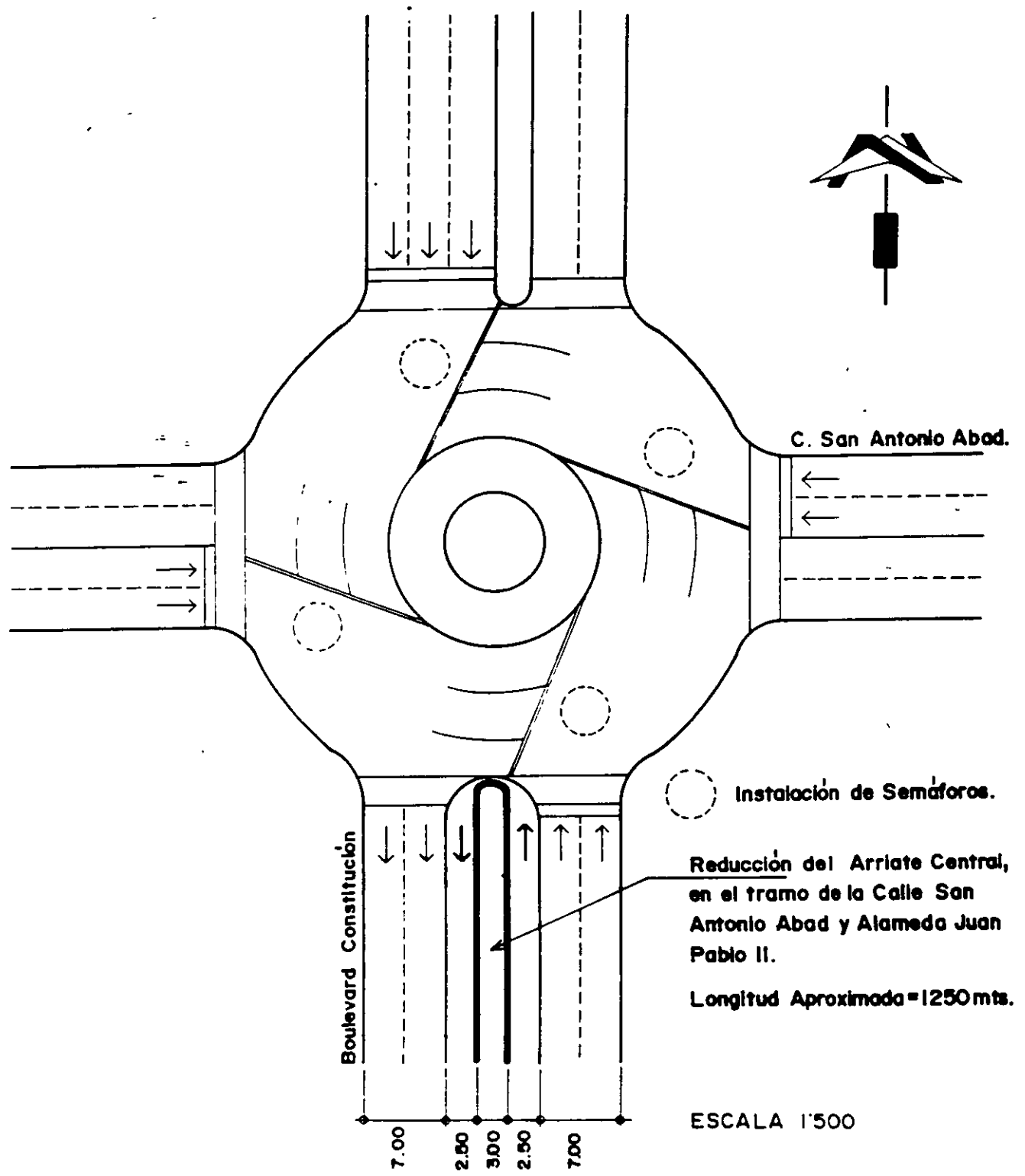


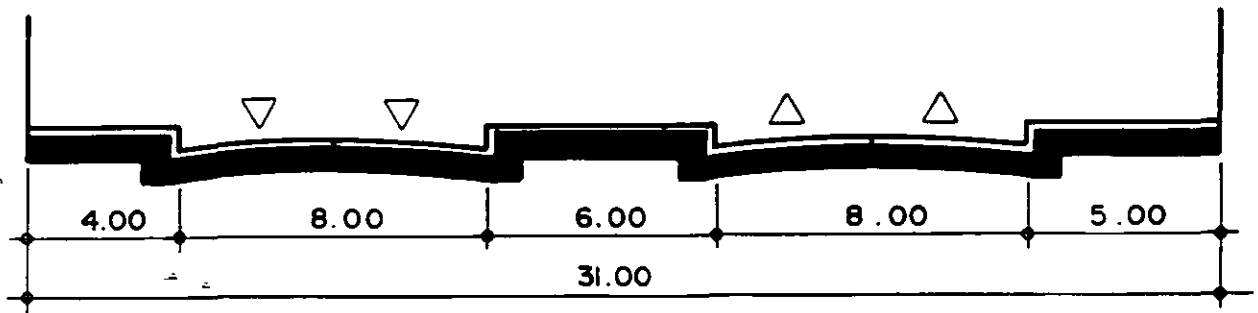
FIGURA B20 BOULEVARD DEL EJERCITO NACIONAL.

ANTES DE AVENIDA EL ROSARIO, SOYAPANGO.

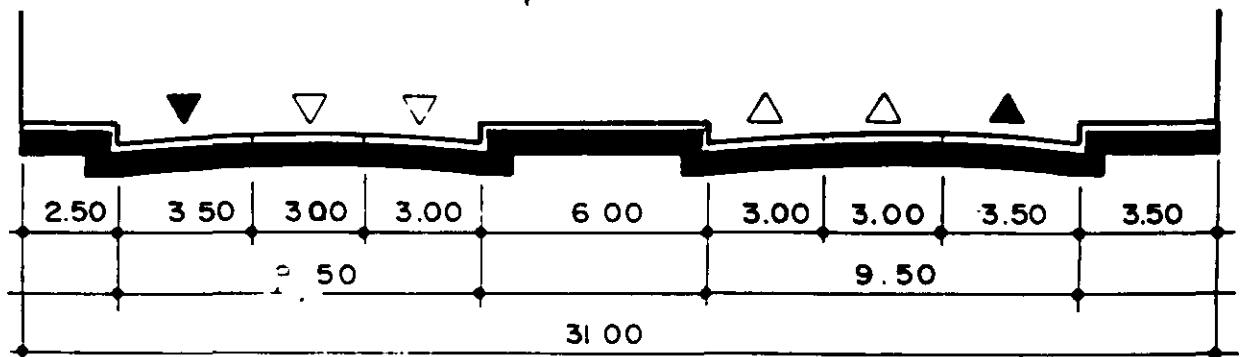
(Longitud Aprox.:400mts.)

SECCION TRANSVERSAL

SITUACION ACTUAL.



SITUACION PROPUESTA.



ESCALA 1:200.

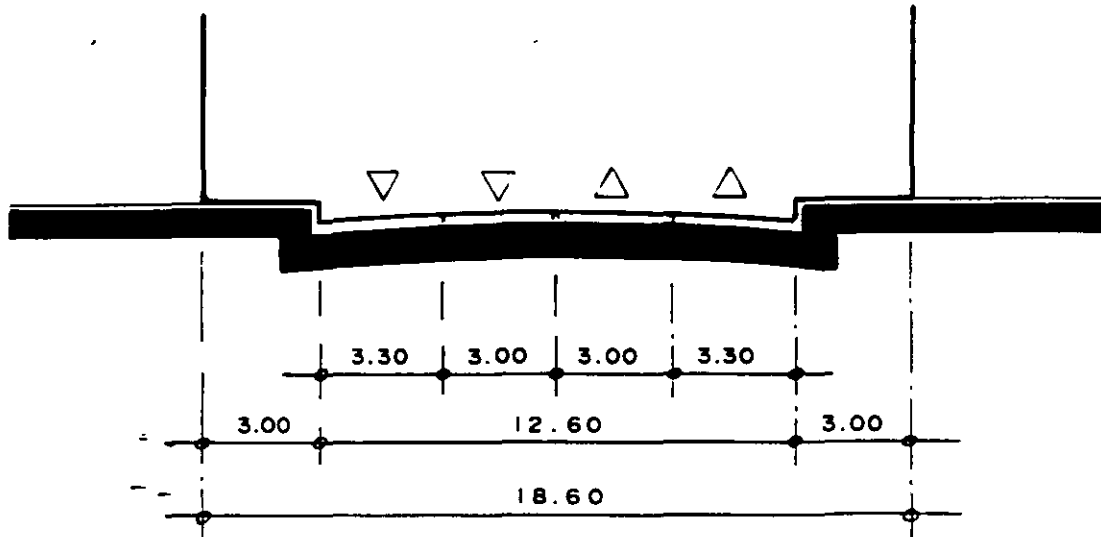
FIGURA B21

49 a. AVENIDA SUR

TRAMO : BLV. VENEZUELA - CALLE EL PROGRESO

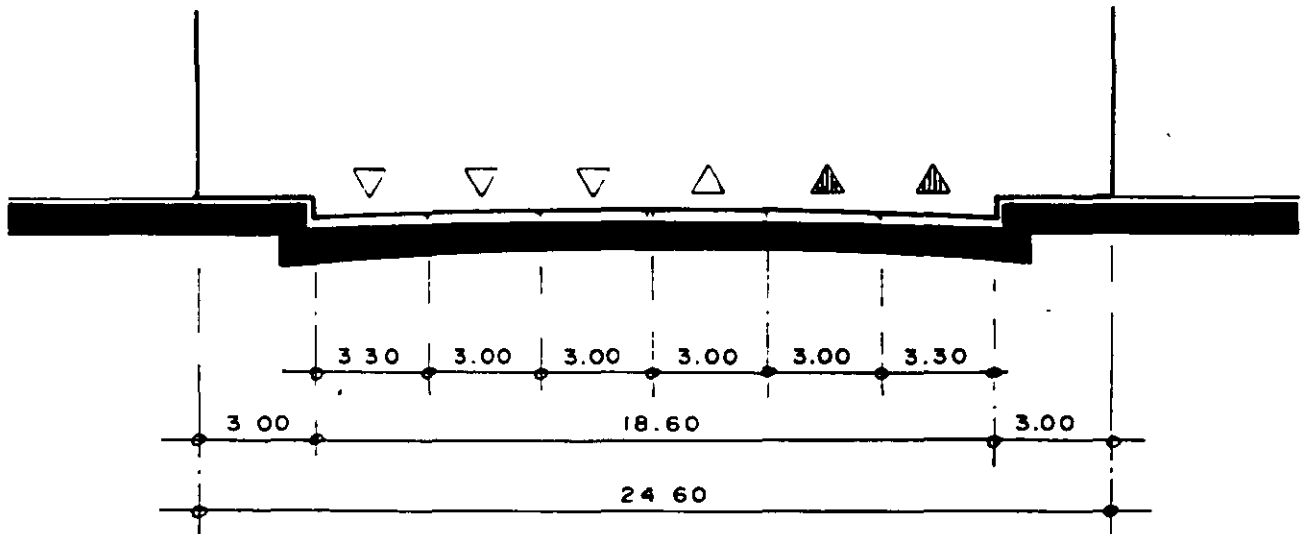
LONGITUD APROXIMADA = 600 m.

ACTUAL



SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1:200

PROPUESTA



SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1:200

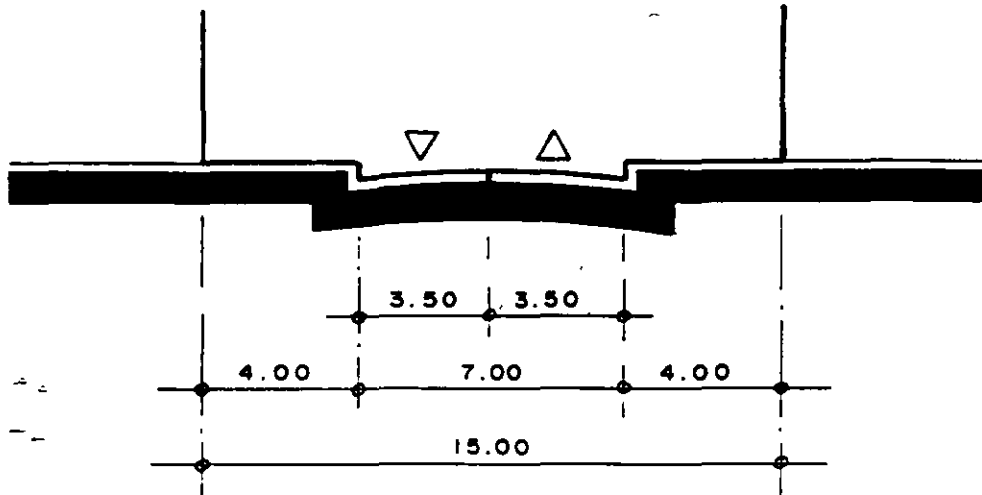
FIGURA B22

AVENIDA BERNAL

TRAMO: AVENIDA SISIMILES - CALLE CAMAGU
LONGITUD APROXIMADA = 260 m.

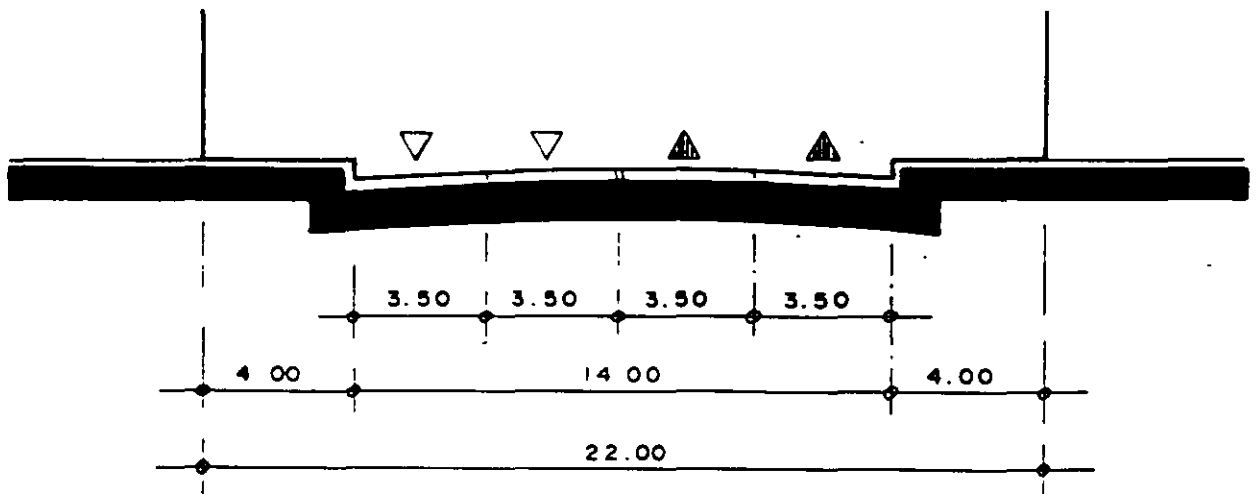
TRAMO: ALAM. JUAN PABLO II - CALLE PROGRESO
LONGITUD APROXIMADA = 800 m.

ACTUAL



SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1:200

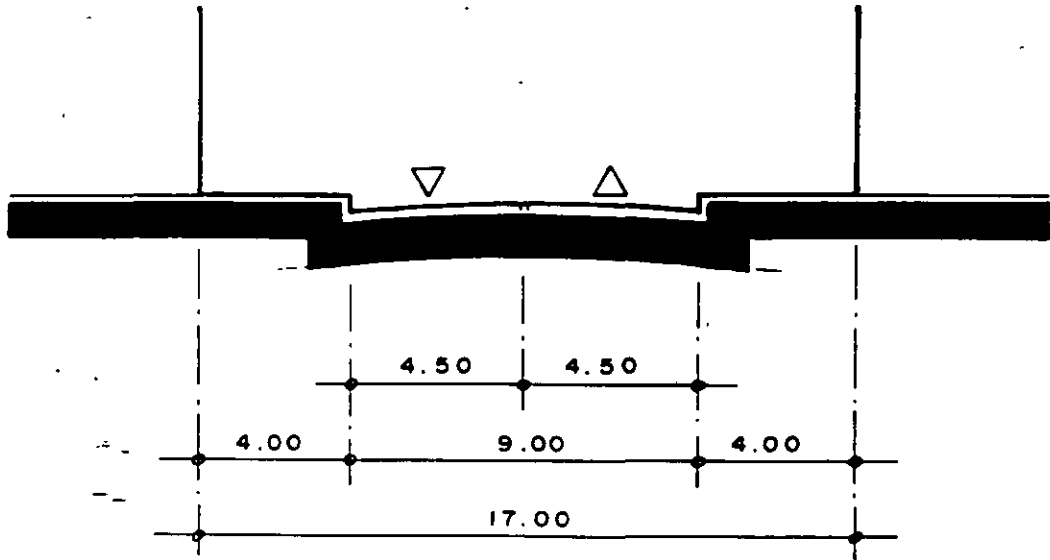
PROPUESTA



SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1:200

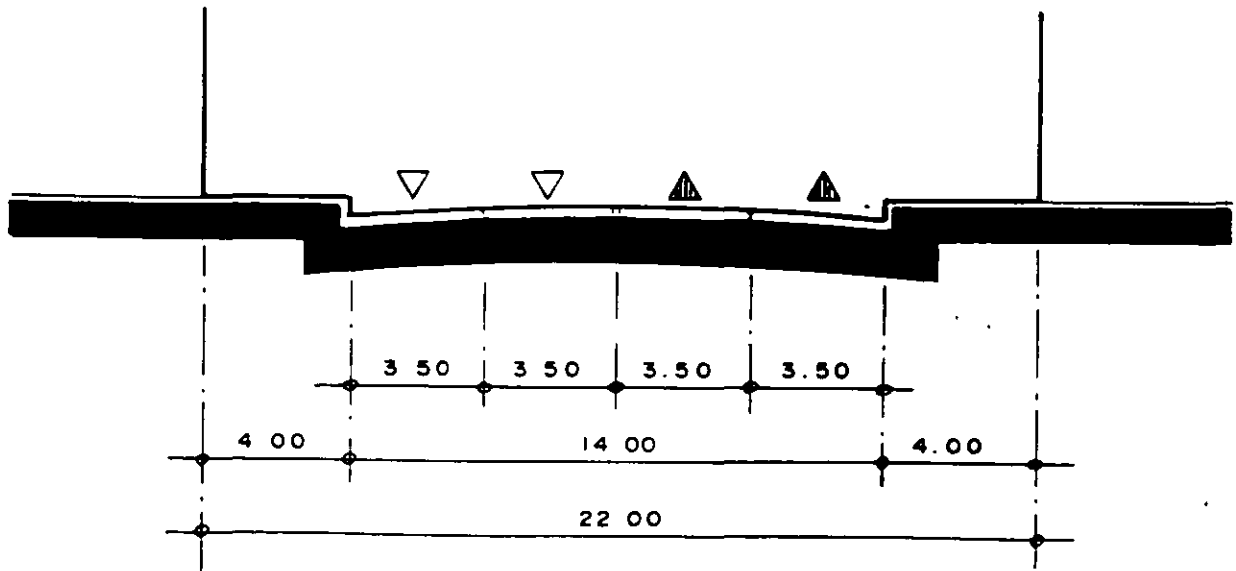
FIGURA B23 BOULEVARD TUTUNICHAPA
 TRAMO: DIAGONAL UNIVERSITARIA Y
 DIAGONAL I
 LONGITUD APROXIMADA = 460 m.

ACTUAL



SECCION TRANSVERSAL
 Esc. 1:200

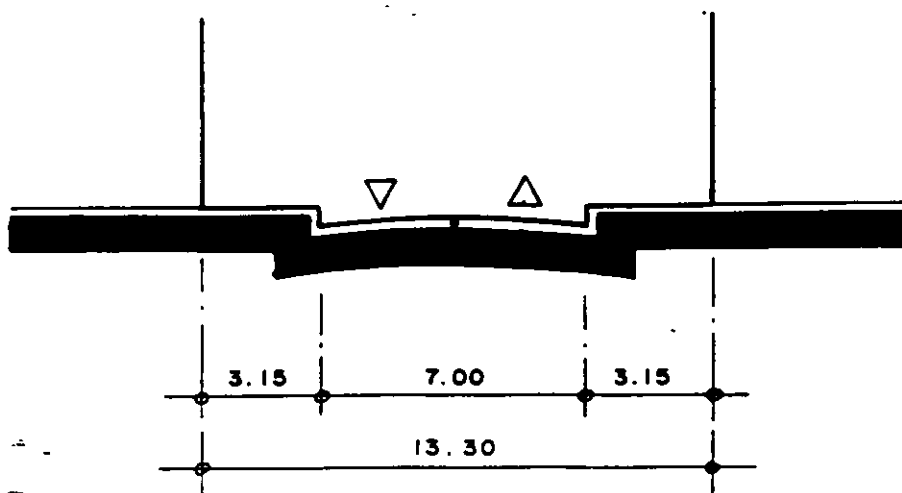
PROPUESTA



SECCION TRANSVERSAL
 Esc. 1:200

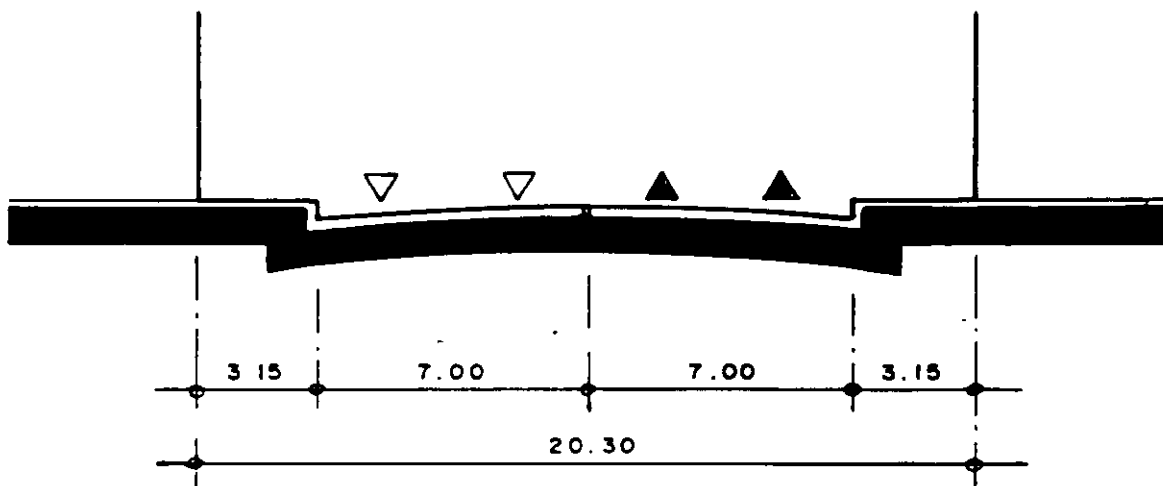
FIGURA B24 BOULEVARD VENEZUELA
TRAMO: 45a. - 47a. AV. SUR
LONGITUD APROXIMADA = 100 m.

ACTUAL



SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1:200

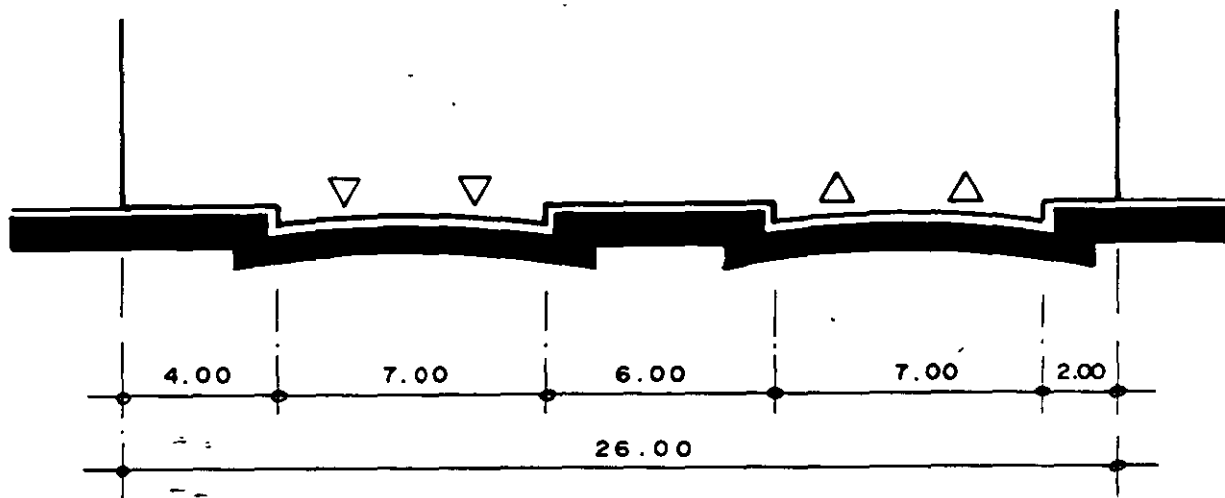
PROPUESTA



SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1:200

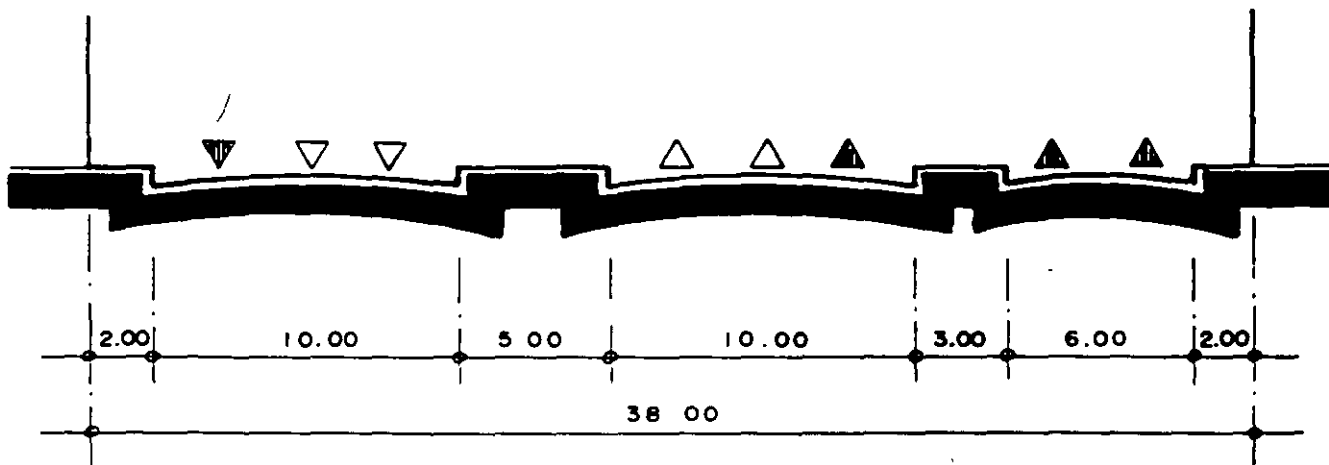
FIGURA B25 AUTOPISTA SUR (CALLE LATERAL SUR)
 TRAMO : 49a. AV. SUR - CALLE N.º 1
 LONGITUD APROXIMADA = 200 m.

ACTUAL



SECCION TRANSVERSAL
 Esc. 1:200

PROPUESTA

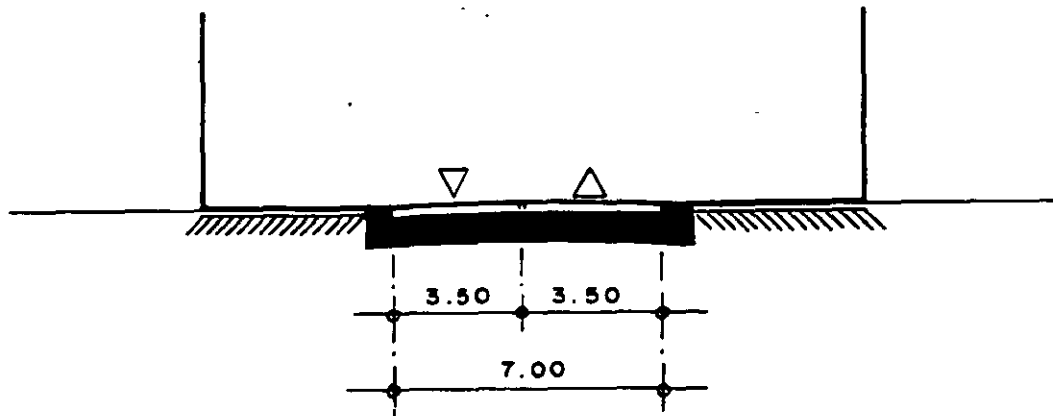


SECCION TRANSVERSAL
 Esc. 1:250

FIGURA B26

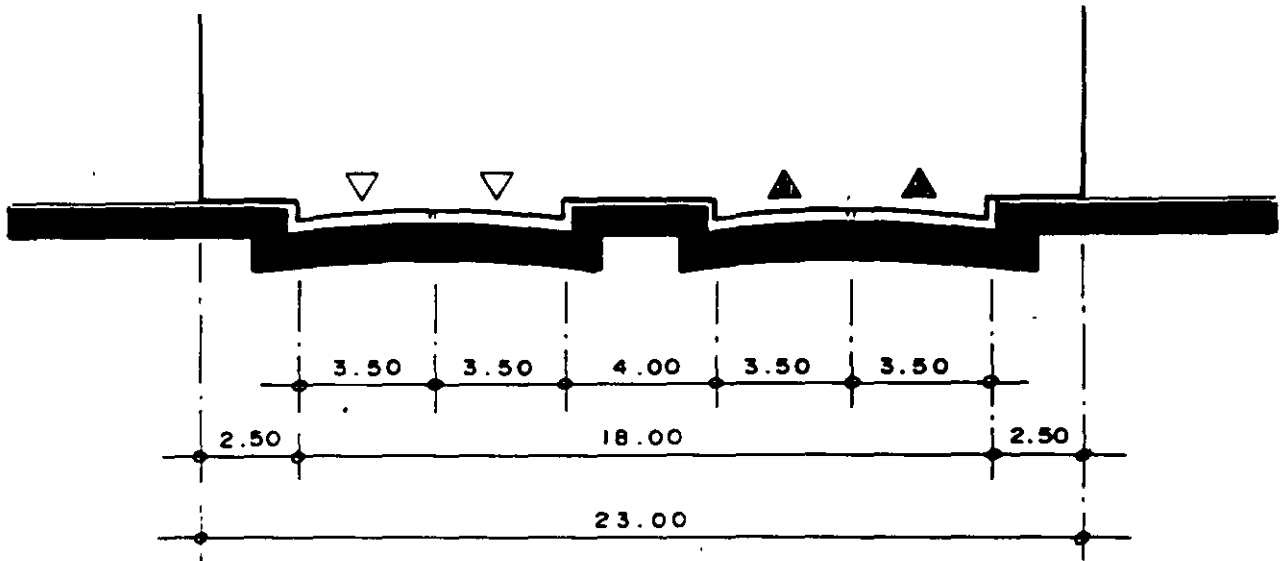
CALLE MONSERRAT
TRAMO: 49a. AV. SUR - 25a. AV. SUR
LONGITUD APROXIMADA = 1000 m.

ACTUAL



SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1:200

PROPUESTA

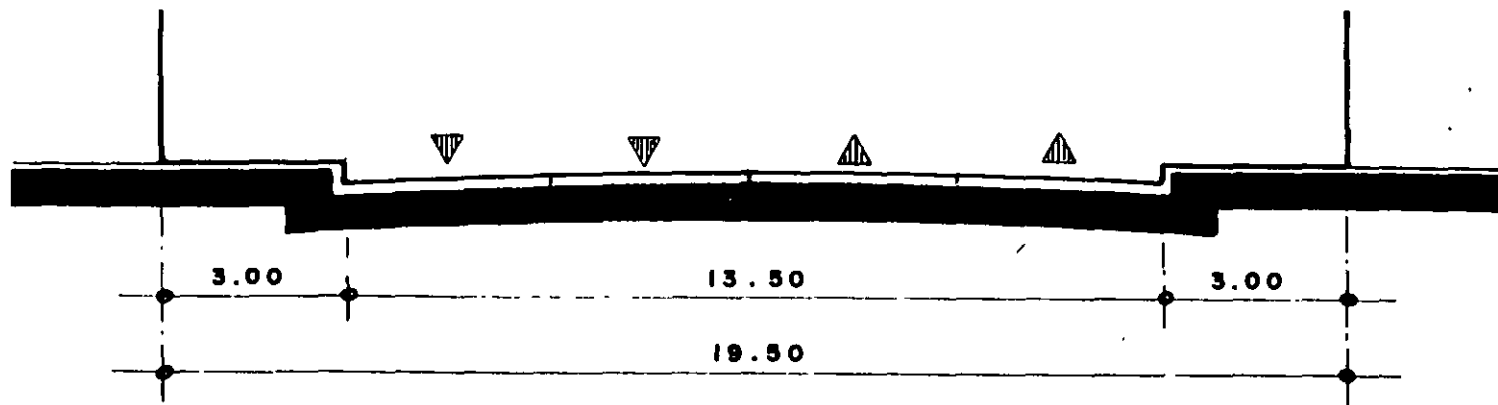


SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1:200

FIGURA B27 CALLE ZACAMIL

TRAMO: BOULEVARD CONSTITUCION - AVENIDA BERNAL

LONGITUD APROXIMADA : 600 m.



PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

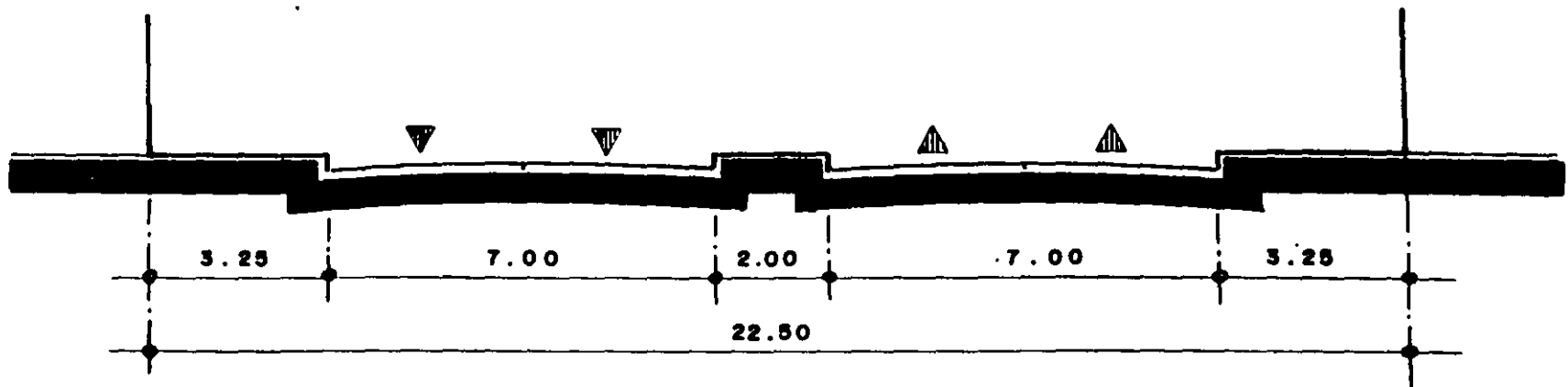
Esc. 1:125

29

FIGURA B28 PROLONGACION JUAN PABLO II

TRAMO : 75 a. AVENIDA NORTE - AVENIDA MASFERRER

LONGITUD APROXIMADA : 1900 m.



PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

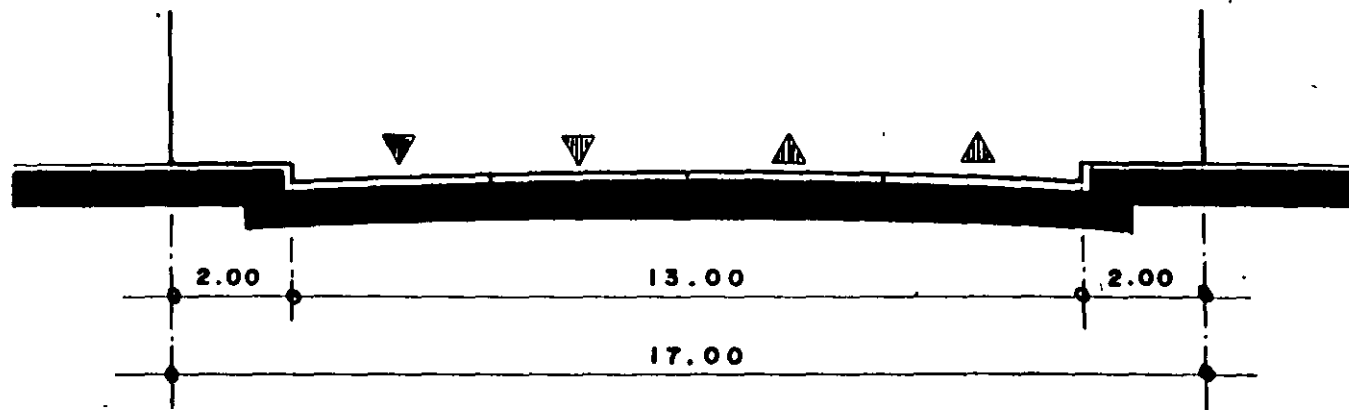
Esc. 1 : 125

26
60

FIGURA B29 87 a. AVENIDA NORTE

TRAMO : 15 a. CALLE PONIENTE + PROLONGACION ALAMEDA JUAN PABLO II

LONGITUD APROXIMADA : 400 m.



PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

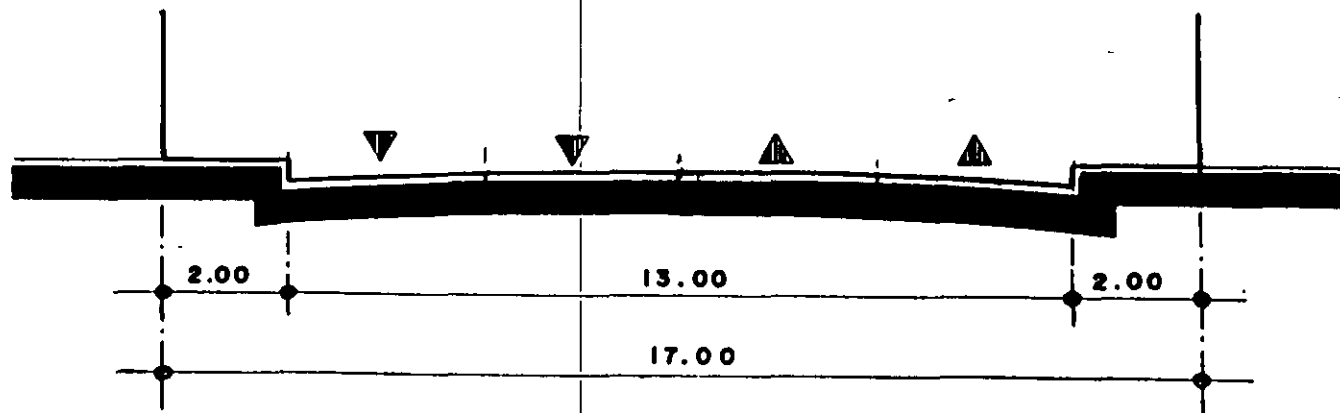
Esc. 1 : 125

08

FIGURA B30 87a. AVENIDA SUR

TRAMO: CALLE LA MASCOTA - CALLE CUSCATLAN

LONGITUD APROXIMADA : 400 m.

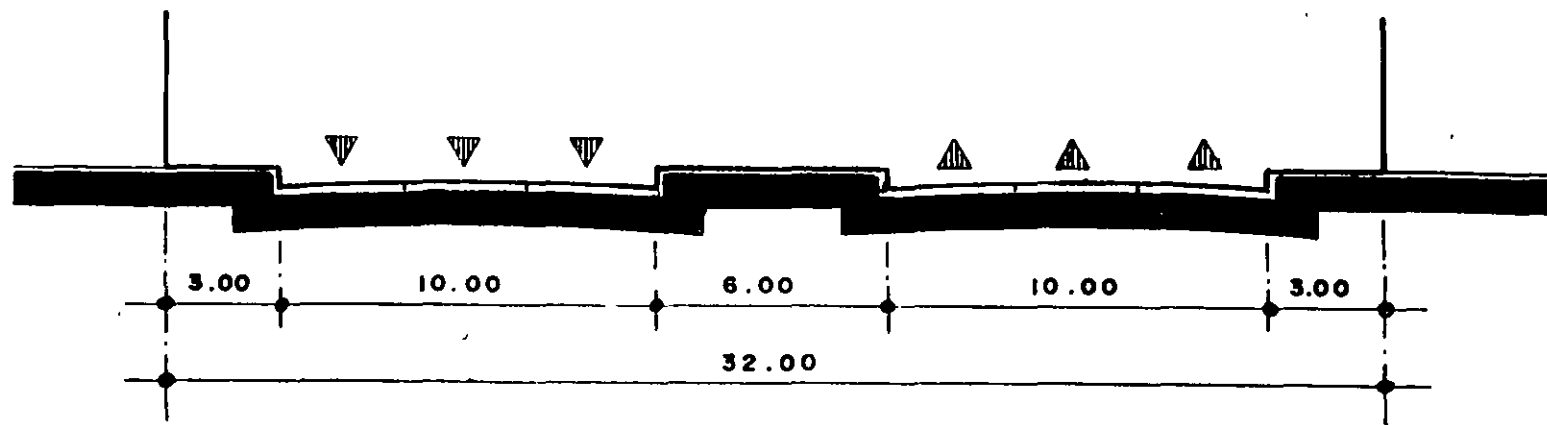


PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

Esc. 1 : 125

FIGURA B31 PROLONGACION CALLE PRINCIPAL O PEDREGAL
TRAMO : AVENIDA JERUSALEN - CARRETERA PANAMERICANA
LONGITUD APROXIMADA : 1100 m.



PROPUESTA

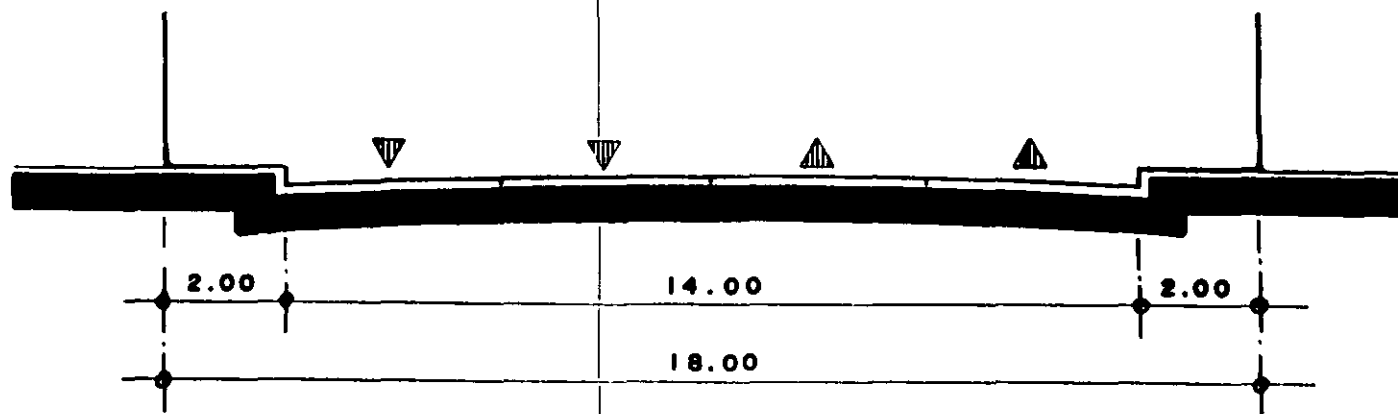
SECCION TRANSVERSAL

E s c . 1 : 200

FIGURA B32 59a. AVENIDA SUR

TRAMO : CALLE EL PROGRESO \perp BOULEVARD VENEZUELA

LONGITUD : 450 m



PROPUESTA

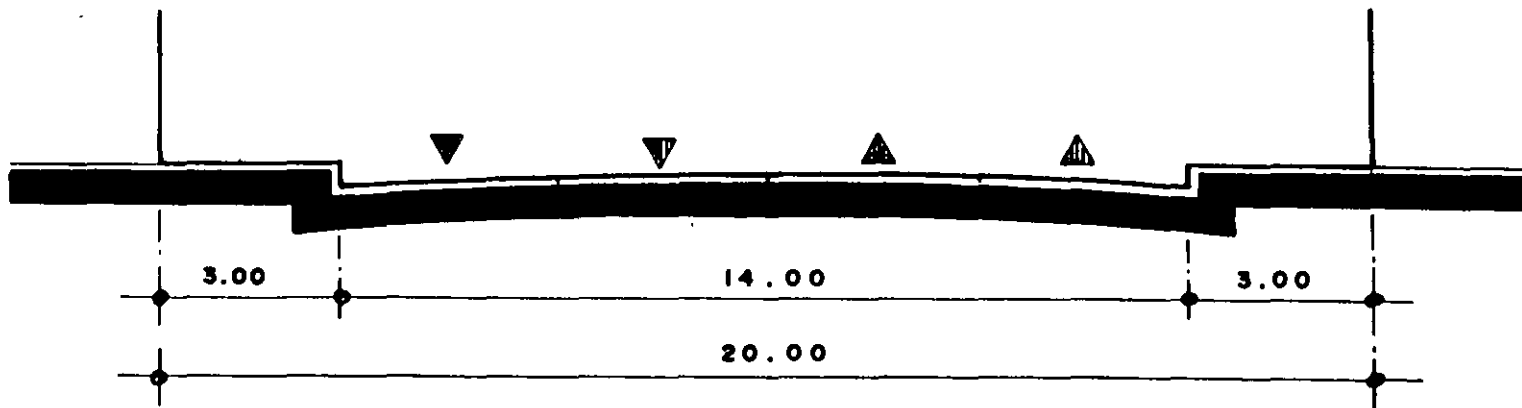
SECCION TRANSVERSAL

Esc. 1 : 125

FIGURA B33 PROLONGACION AVENIDA DON BOSCO

TRAMO: CALLE SAN ANTONIO ABADI - BOULEVARD DE LOS HEROES

LONGITUD APROXIMADA : 300 m.



PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

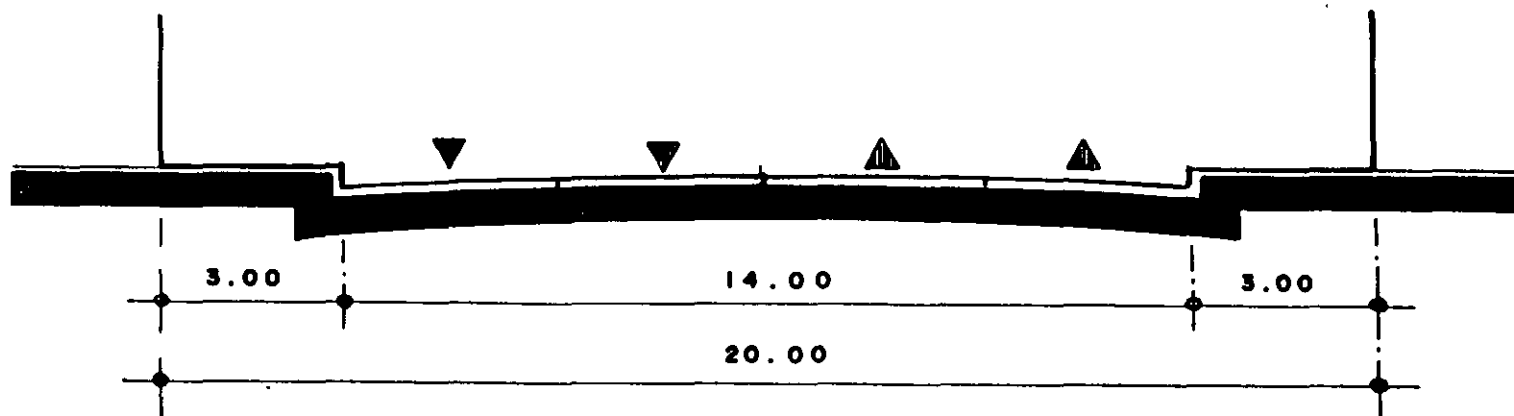
Esc. 1:125

2/1

FIGURA B34 INTERCONEXION 33a.- 41a. AVENIDA SUR

TRAMO: ALAMEDA ROOSEVELT + CALLE MONSERRAT

LONGITUD APROXIMADA : 1910 m.



PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

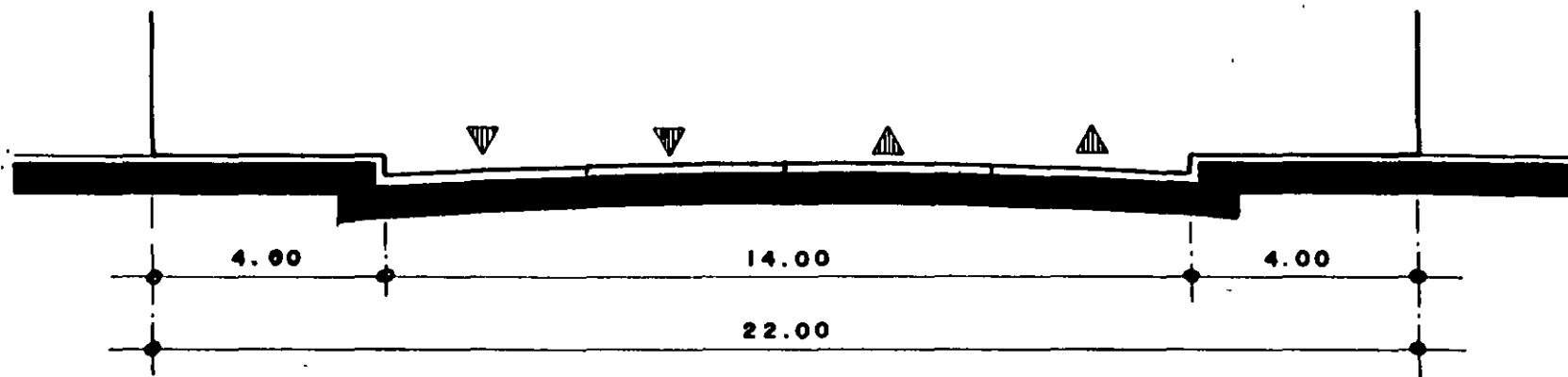
Esc. 1 : 125

10
78

FIGURA B 35 BOULEVARD TUTUNICHAPA (1)

TRAMO : 25a. AVENIDA NORTE - CALLE GUADALUPE

(1) INCLUYE UN PASO A DESNIVEL INFERIOR EN LA 25a. AVENIDA NORTE



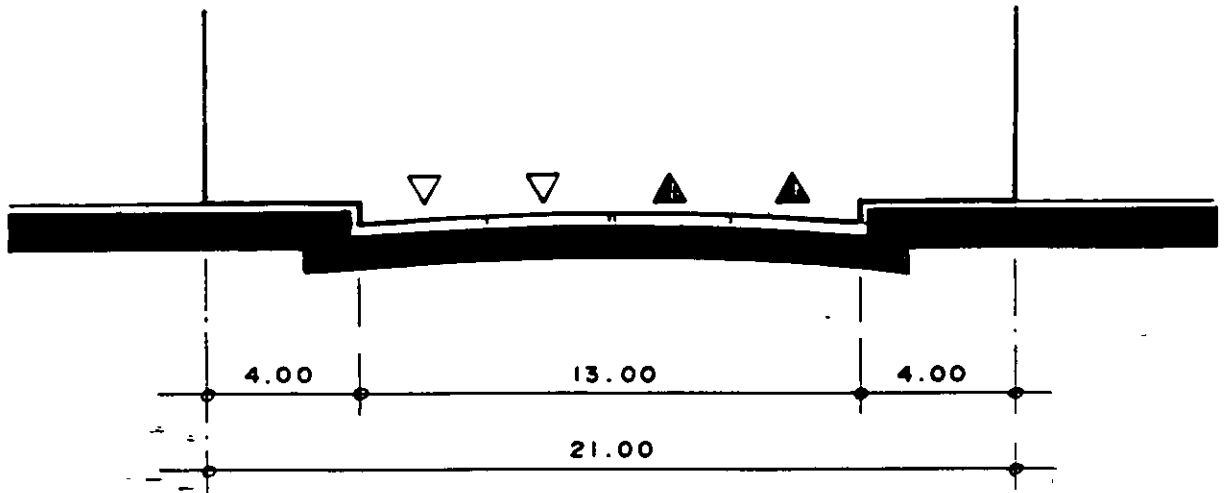
PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

Esc. 1: 125

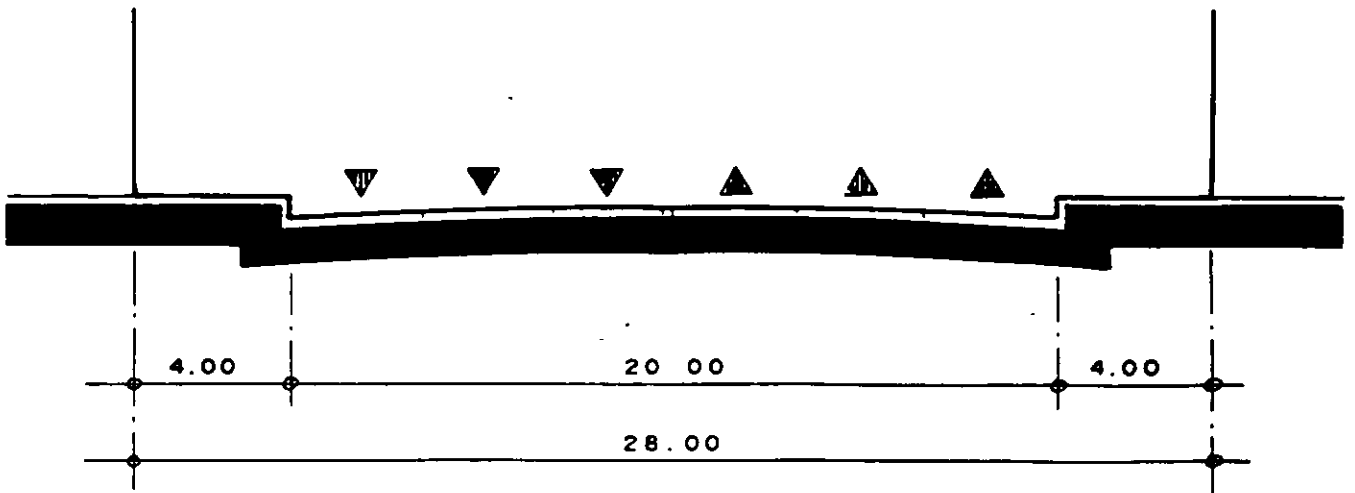
FIGURA B36 21a. CALLE PONIENTE
TRAMO: 5a. AV. NORTE - 2a. AV. NORTE
LONGITUD APROXIMADA = 420 m.

PROPUESTA



SECCION TRANSVERSAL

21a. CALLE PONIENTE
TRAMO: 2a. AV. NORTE - 6a. AV. NORTE
LONGITUD APROXIMADA = 175 m.



PROPUESTA

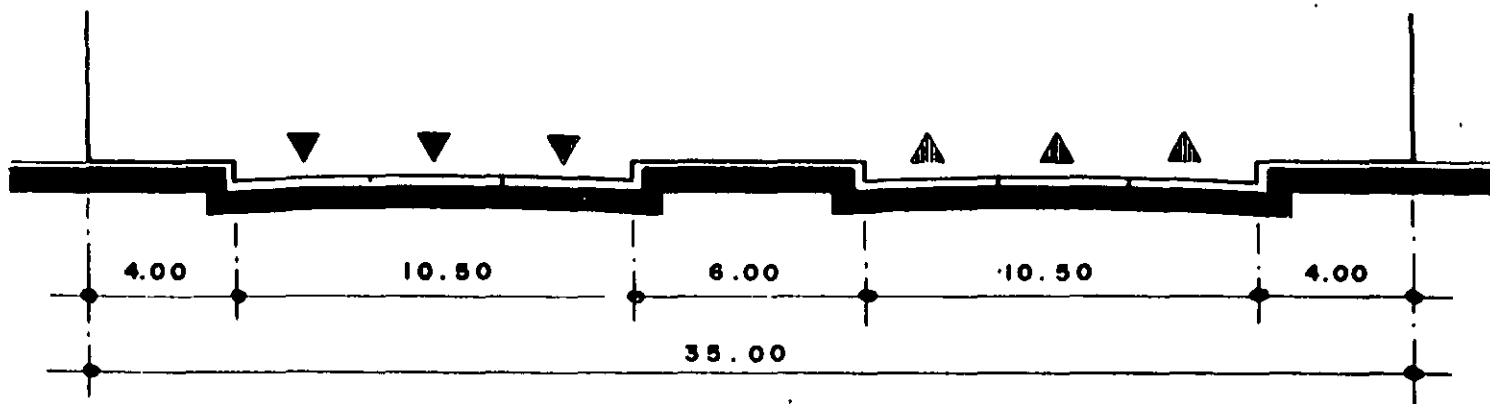
SECCION TRANSVERSAL

Esc. 1:100

FIGURA B37 PROLONGACION DE LA AUTOPISTA NORTE

TRAMO : 5a. AVENIDA NORTE - CARRETERA TRONCAL DEL NORTE

LONGITUD : 2000 m. (aproximadamente)

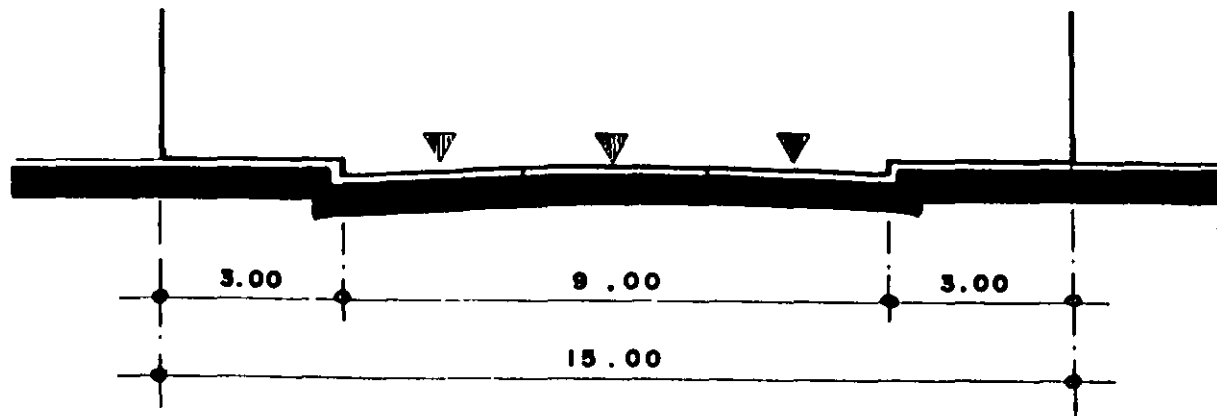


PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

Esc. 1:200

FIGURA B38 PROLONGACION DE LA AVENIDA INFANTERIA
TRAMO: AUTOPISTA SUR - AVENIDA ALBERT EINSTEIN
LONGITUD: 100 m. (aproximadamente)

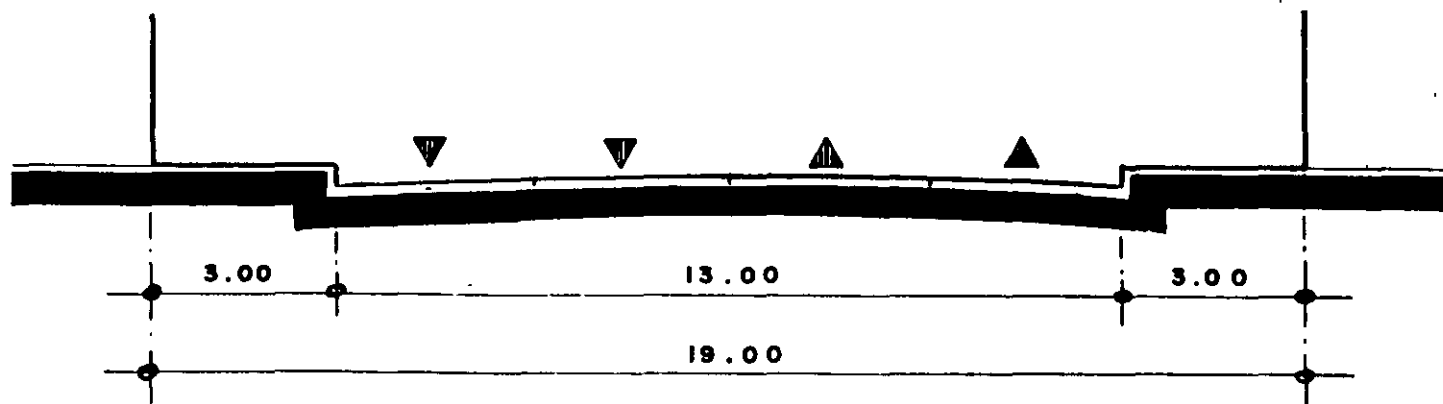


PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

Esc. 1 : 125

FIGURA B39 CALLE EL PROGRESO (EN AYUTUXTEPEQUE)
TRAMO : CALLE MARIONA - CALLE AMATILLO
LONGITUD : 500 m. (aproximadamente)



PROPUESTA

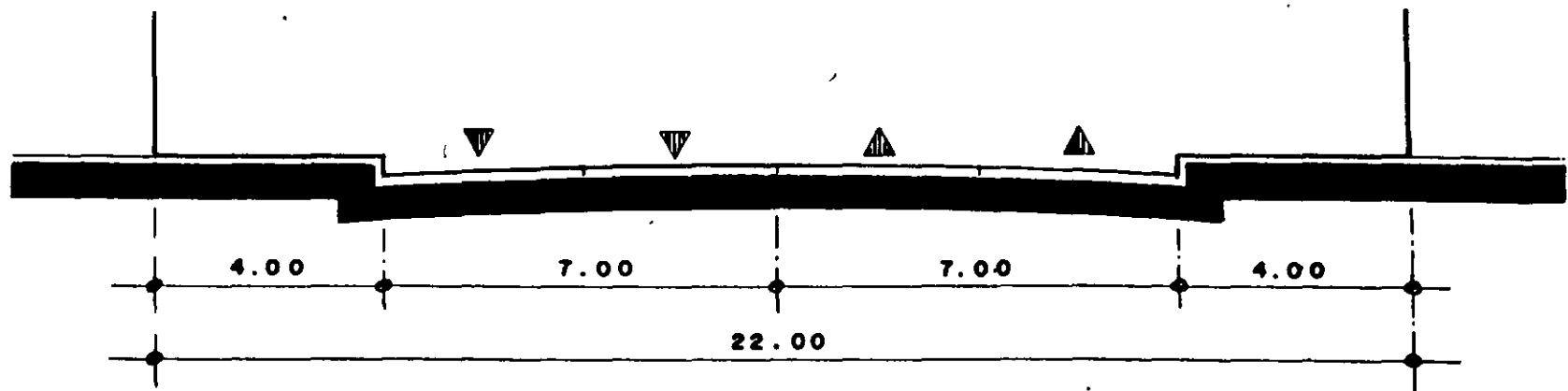
SECCION TRANSVERSAL

Esc. 1:125

FIGURA B 40 PROLONGACION DE LA 75ª AVENIDA NORTE

TRAMO : CALLE SAN ANTONIO ABAD - CALLE EL ROBLE (SANTA LEONOR)

LONGITUD : 300 m. (aproximadamente)

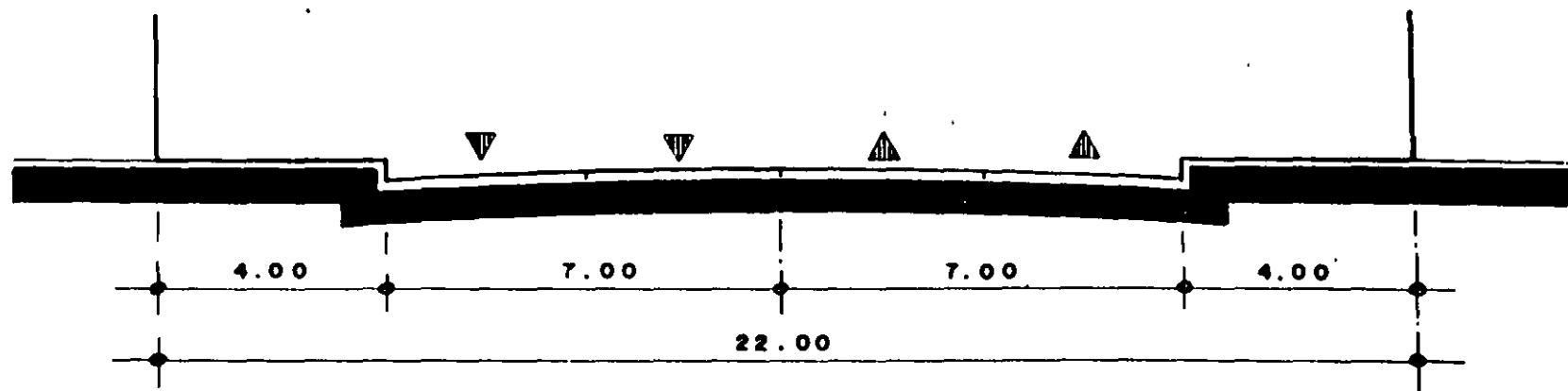


PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

E s c. 1 : 125

FIGURA B41 PROLONGACION DE LA AVENIDA BERNAL
TRAMO : CALLE ZACAMIL - CALLE EL VOLCAN
LONGITUD : 600 m. (aproximadamente)



PROPUESTA

SECCION TRANSVERSAL

ESCALA 1:125

42

FIGURA B 42 PROLONGACION DEL BOULEVARD CONSTITUCION.

TRAMO: CALLE ZACAMIL - CALLE EL VOLCAN.

LONGITUD: 550 metros (aprox.)

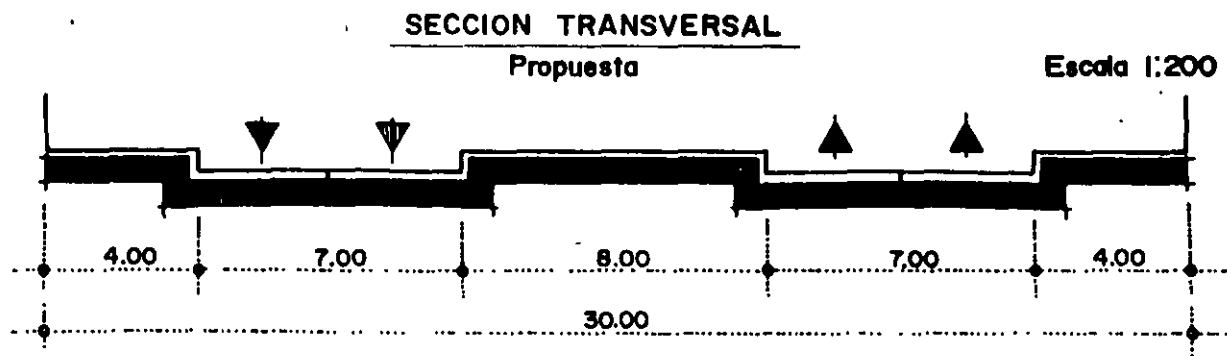
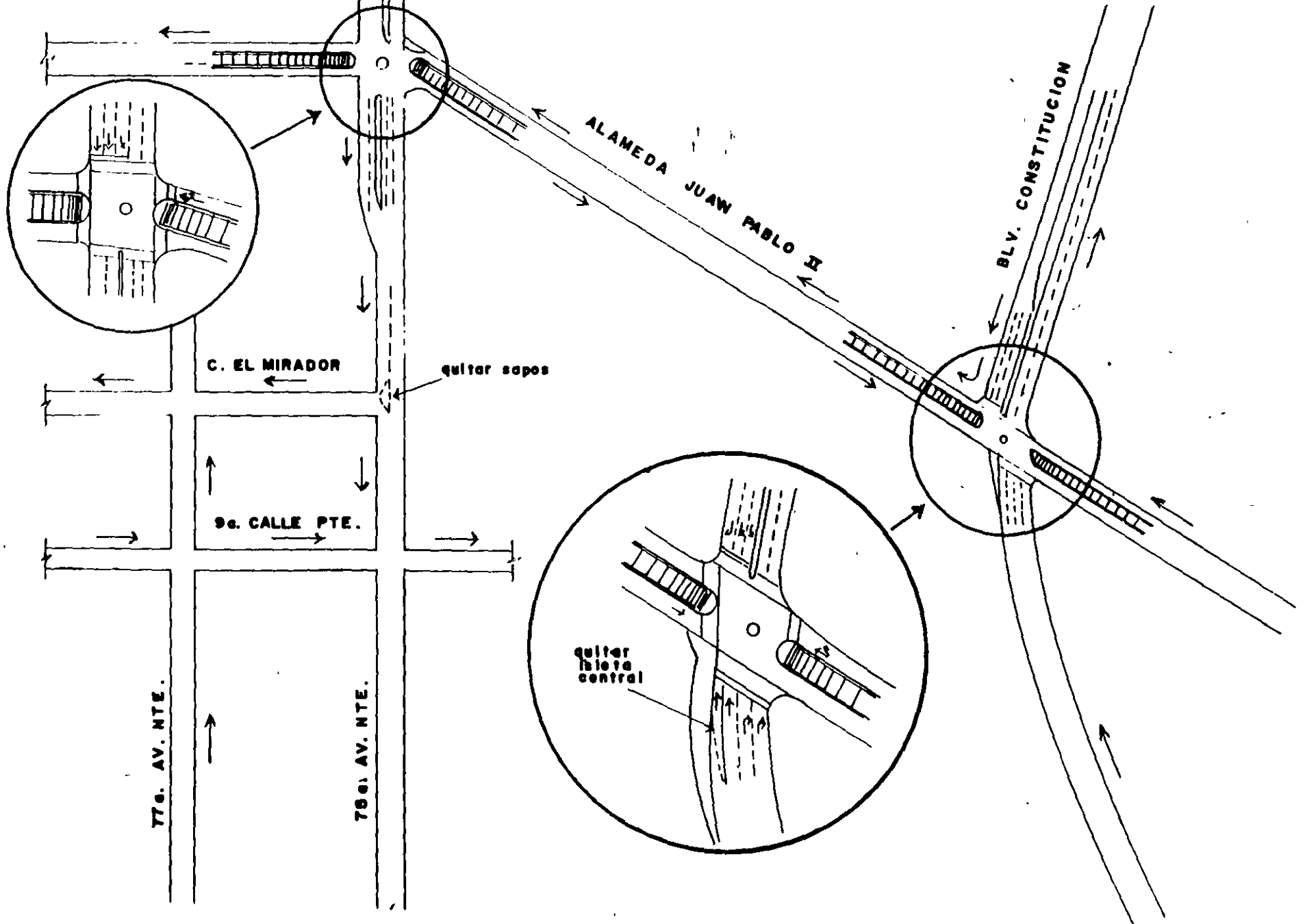
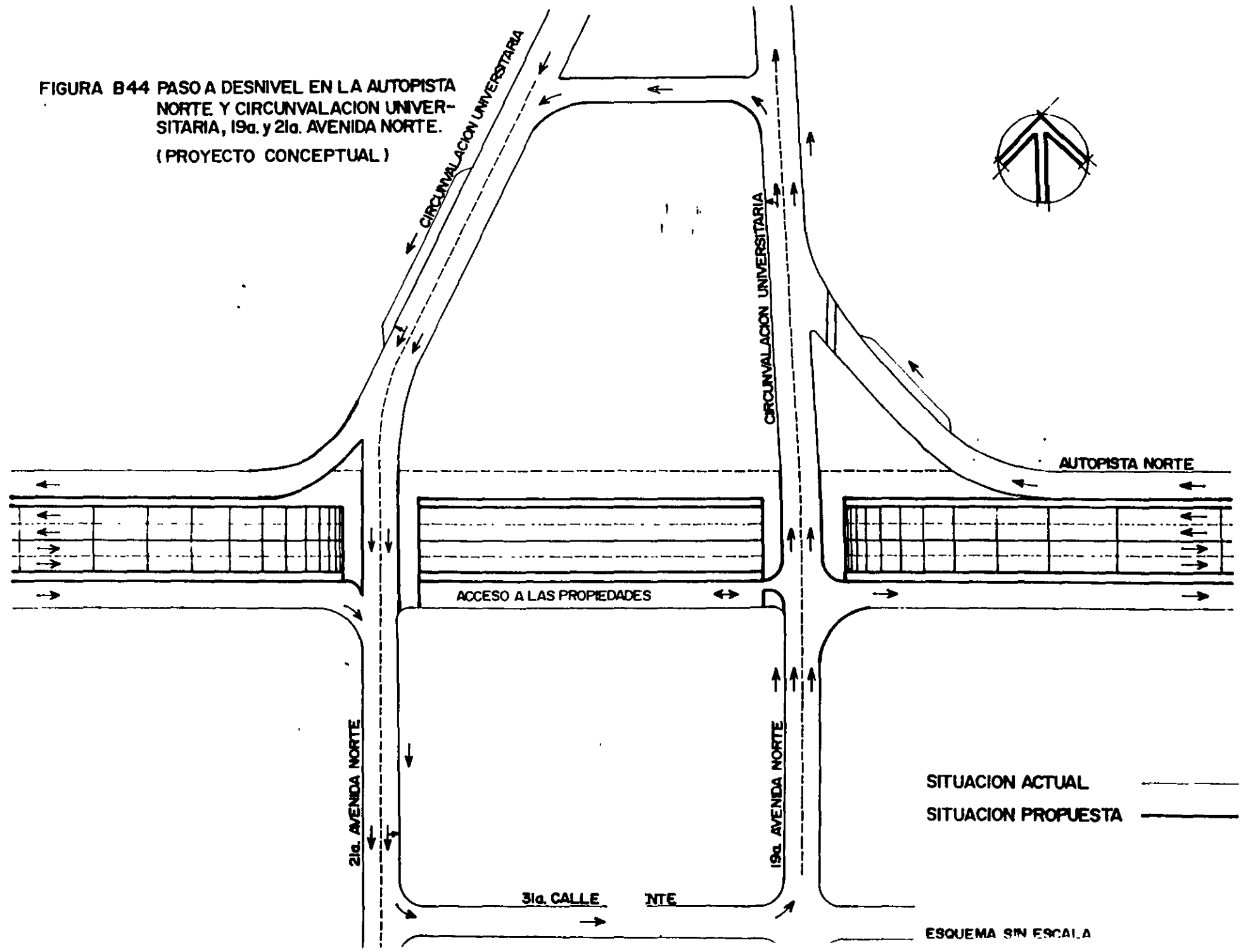


FIGURA B 43 MODIFICACION GEOMETRICA



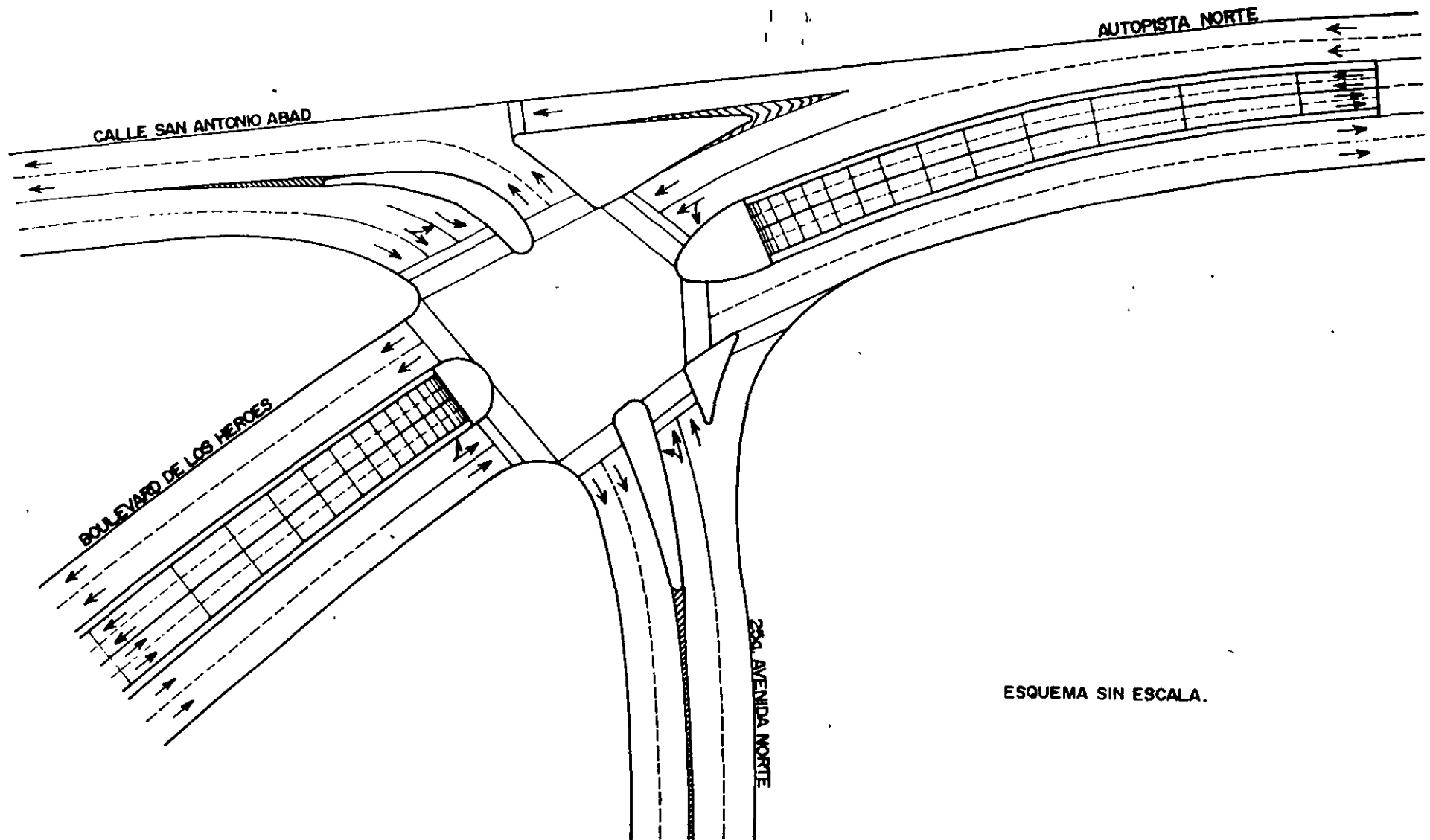
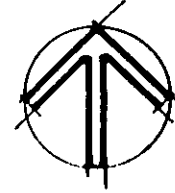
bh

FIGURA B44 PASO A DESNIVEL EN LA AUTOPISTA NORTE Y CIRCUNVALACION UNIVERSITARIA, 19a. y 21a. AVENIDA NORTE.
(PROYECTO CONCEPTUAL)



45

FIGURA B45 PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION
DE LA AUTOPISTA NORTE - BOULEVARD DE LOS HEROES
CON LA CALLE SAN ANTONIO ABAD Y LA 25a. AVENIDA NORTE.
(PROYECTO CONCEPTUAL)



ESQUEMA SIN ESCALA.

47

FIGURA 847 PROYECTO TIPO PARA LOS PASOS A DESNIVEL EN LA ALAMEDA JUAN PABLO II CON
49a. AVENIDA NORTE (en proceso de licitacion), 75a. AVENIDA NORTE, AVENIDA CONSTITUCION Y AVENIDA BERNAL

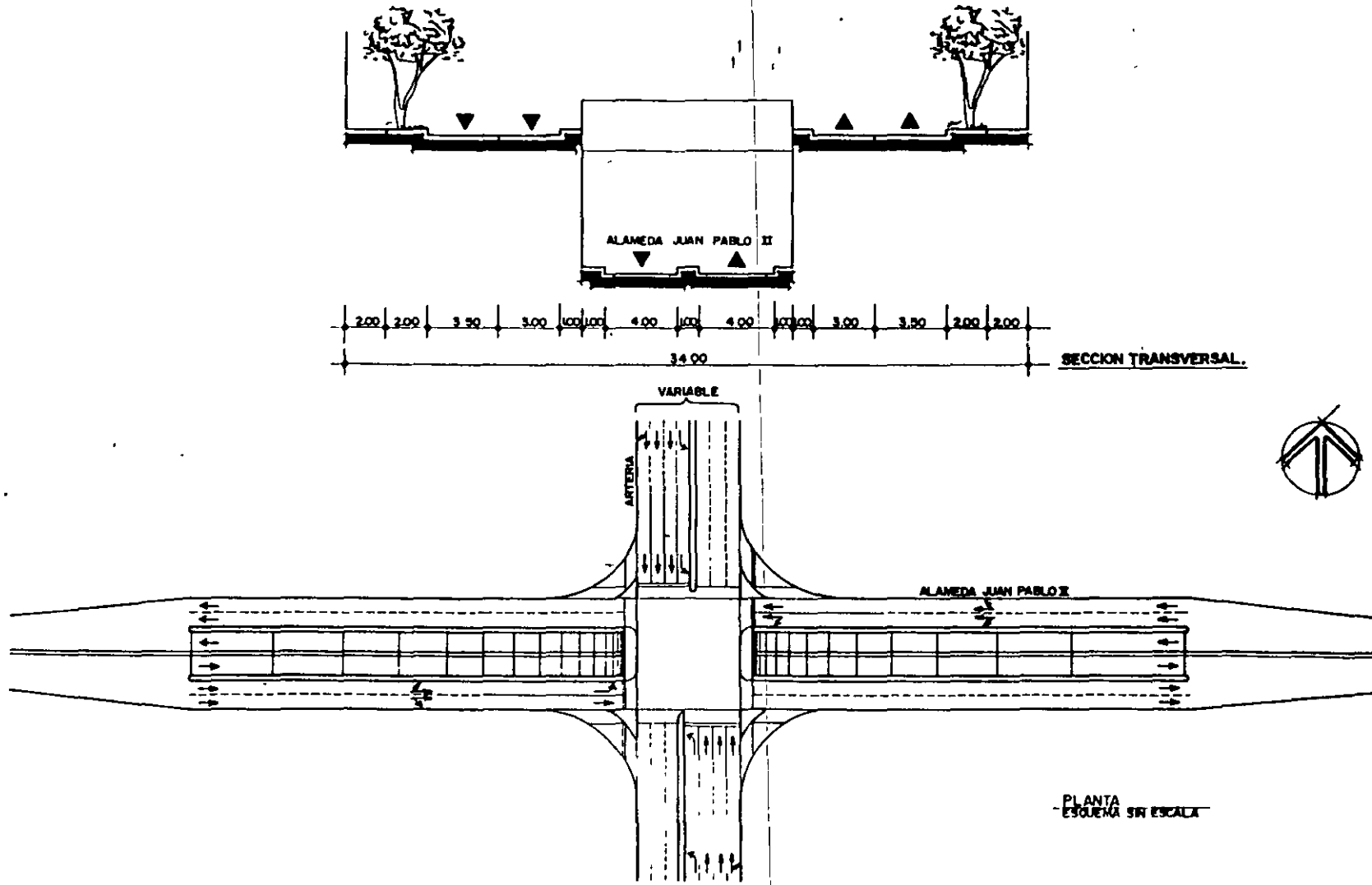
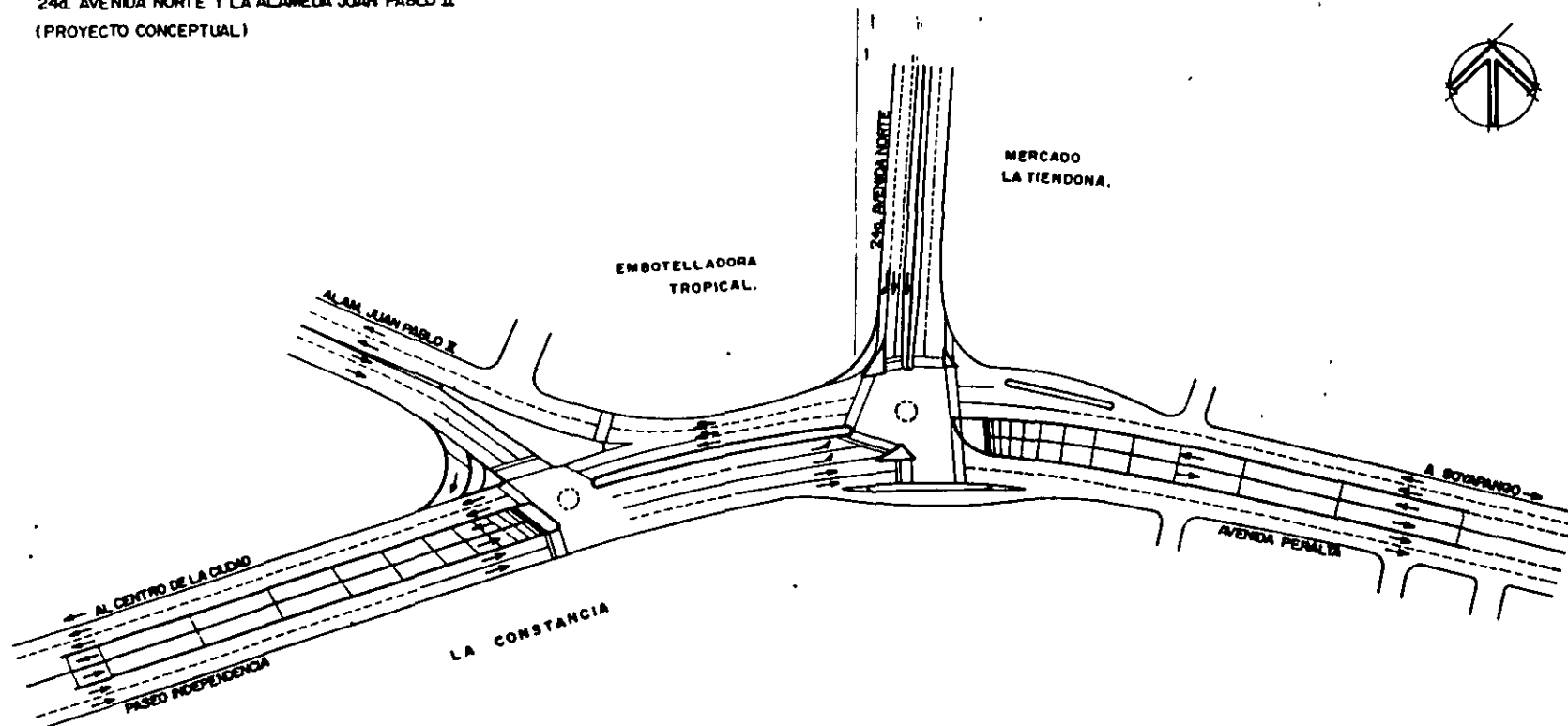


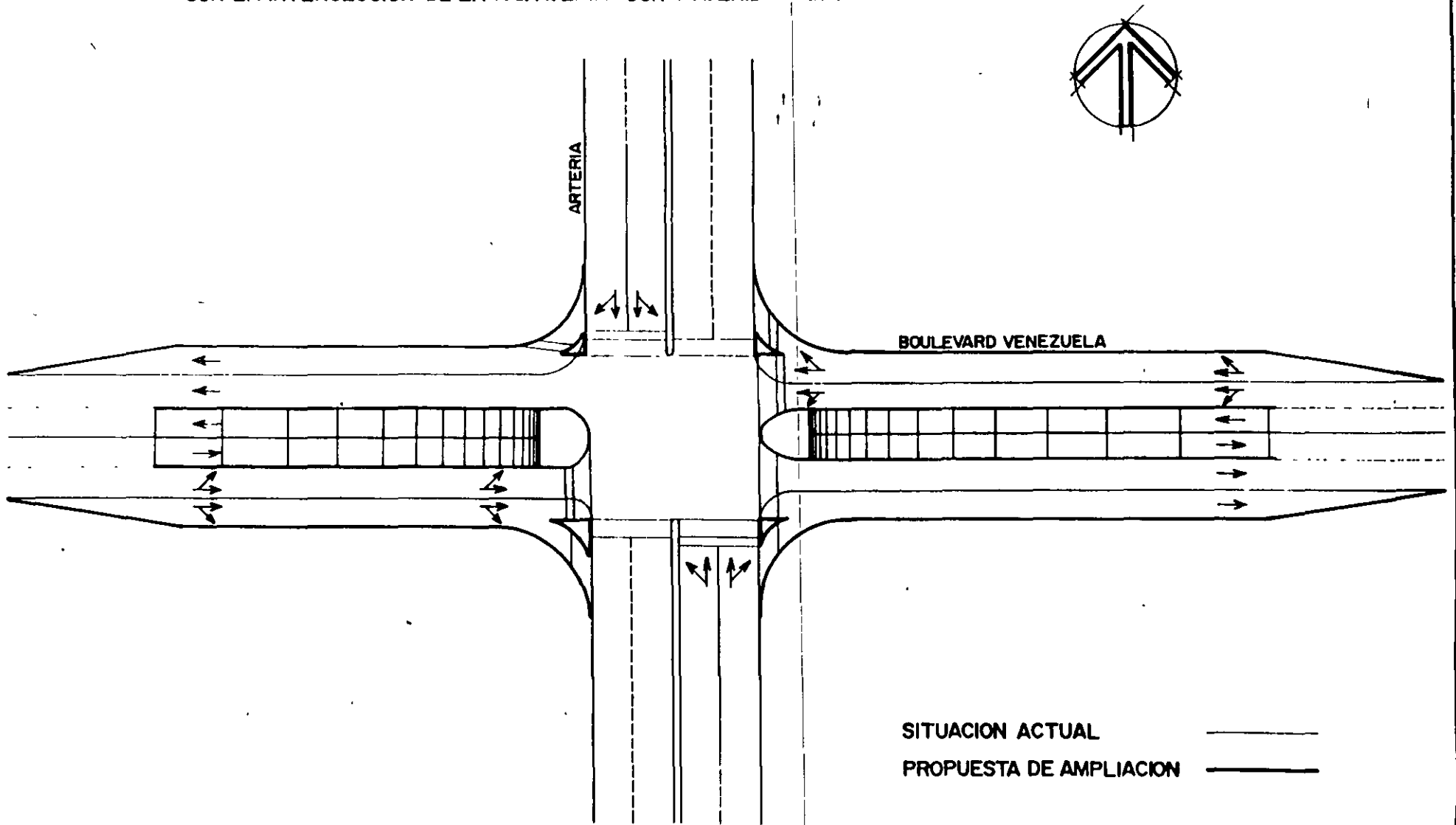
FIGURA B46 RELOJ DE FLORES
 PROPUESTA DE UN PASO A DESNIVEL EN LA
 AVENIDA PERALTA - PASEO INDEPENDENCIA CON LA
 24a. AVENIDA NORTE Y LA ALAMEDA JUAN PABLO II
 (PROYECTO CONCEPTUAL)



SITUACION ACTUAL ———
 SITUACION PROPUESTA - - - -
 INSTALAR SEMAFORO ○

ESQUEMA SIN ESCALA

FIGURA B 48 PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION :
BOULEVARD VENEZUELA CON LA 25a. AVENIDA SUR Y
CON LA INTERSECCION DE LA 10a. AVENIDA SUR Y AVENIDA CUBA.

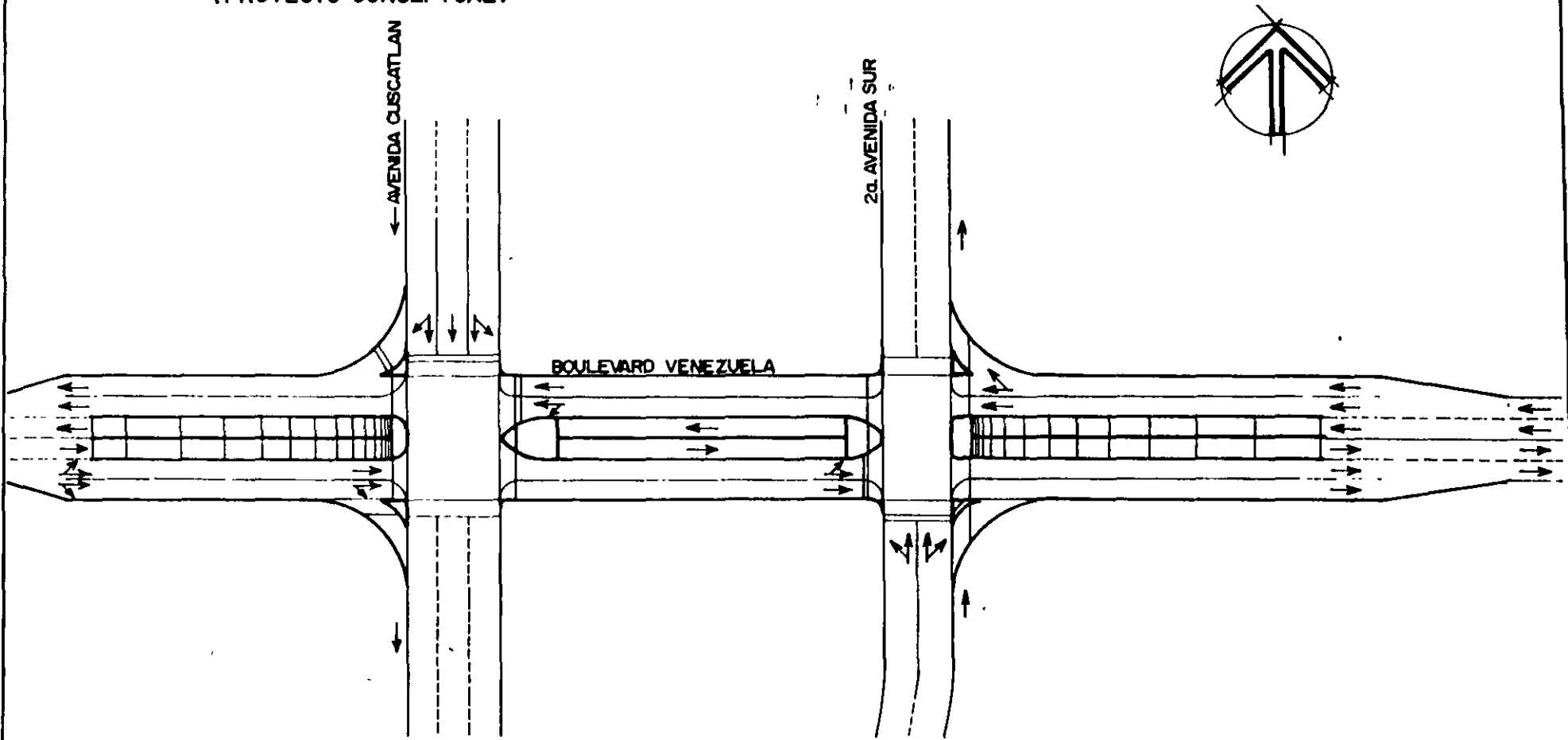




SITUACION ACTUAL

PROPUESTA DE AMPLIACION

ESQUEMA SIN ESCALA.

**FIGURA B49 PASO A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DEL BOULEVARD VENEZUELA
CON LAS AVENIDAS CUSCATLAN Y CON LA 2a. AVENIDA SUR.
(PROYECTO CONCEPTUAL)**

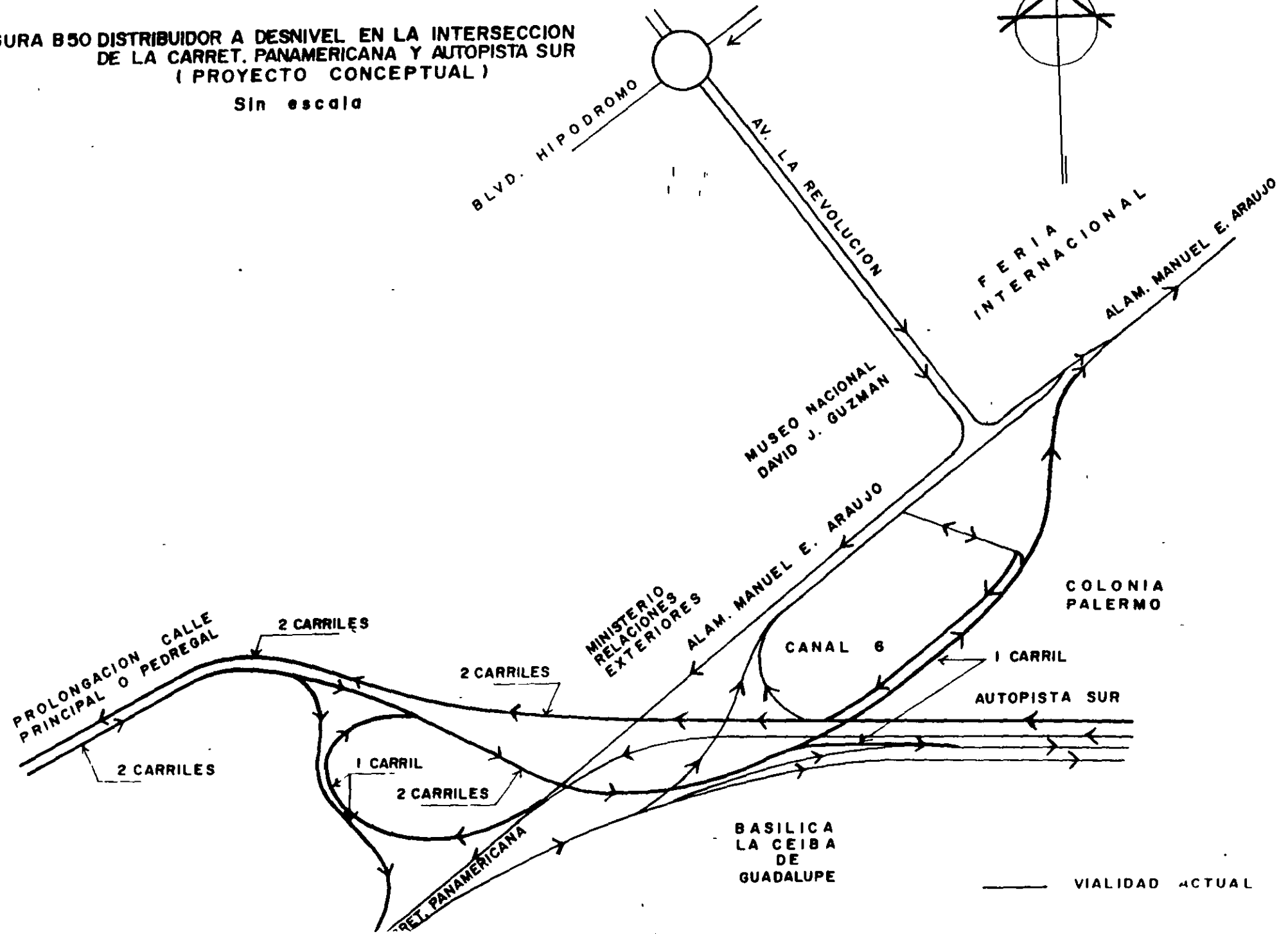
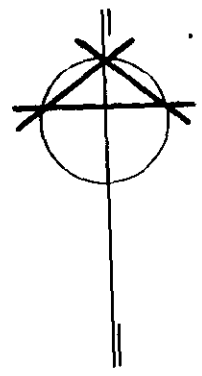


SITUACION ACTUAL 
SITUACION PROPUESTA 

ESQUEMA SIN ESCALA

FIGURA B50 DISTRIBUIDOR A DESNIVEL EN LA INTERSECCION DE LA CARRET. PANAMERICANA Y AUTOPISTA SUR (PROYECTO CONCEPTUAL)

Sin escala





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

**TEMA: REESTRUCTURACIÓN DEL
TRANSPORTE COLECTIVO DE
PASAJEROS EN EL AMSS
(Área metropolitana de San Salvador)**

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997

SEGUNDA PARTE

PROPUESTAS DE MEJORAS EN EL AREA DEL TRANSPORTE COLECTIVO

TERMINOS

<i>Zonas</i>	Orígenes y Destinos en términos de las zonas postales en San Salvador y Municipios en el Area del AMSS (ver mapa y figurás).
<i>Hora pico</i>	La hora pico promedio de las 6:00 a.m hasta las 8:00 a.m.
<i>Corredor</i>	Combinación de vías comunes principales que conectan algunos orígenes y destino.
<i>Eje</i>	Un ramal (variante) del corredor.
<i>Pasajeros</i>	Viajes de personas.
<i>Viajes</i>	Viajes vehiculares del Transporte Colectivo.
<i>Transbordo</i>	Cambio de ruta por el pasajero.
<i>Tiempo de viajes</i>	Tiempo (en minutos) que hace el vehículo a lo largo de un recorrido de ruta.
<i>Frecuencia</i>	Itinerario entre un viaje a otro; número de viajes por hora.
<i>Km - pasajero</i>	El número de kilómetros que hacen los pasajeros en Transporte Colectivo.
<i>Pasajero - hora</i>	Horas que se hacen para viajar estos km. dentro del vehículo.
<i>Subida</i>	Número de pasajeros que se movilizan.
<i>Volumen máximo</i>	Número mayor de pasajeros en trayecto específico.
<i>Asignación</i>	Simulación del Sistema del Transporte Colectivo.
<i>Calibración</i>	Calibración de los datos entre los resultados de conteos y la asignación.
<i>Línea de Deseo</i>	Gráfico o cuadro que indica el deseo directo de transporte de una zona a otra.
<i>Segmento</i>	Conjunto de tramos del recorrido de la ruta

CAPITULO V

REESTRUCTURACION DEL TRANSPORTE COLECTIVO DE PASAJEROS EN EL AMSS

5.2 Causas o Razones de la Necesidad de la Integración Empresarial

Como es del conocimiento de los planificadores del Viceministerio de Transporte el sector será influido por todo lo relativo a las necesidades del usuario y la economía del país según preferencias concretas. Es indiscutible que poner en practica planes de esta magnitud, será imposible por medio de miles de "empresarios individuales". Lo que produce causas que influyen en la necesidad que las empresas sea integradas, las cuales se definen de acuerdo a lo siguiente:

- El hecho que en una metrópoli, la red de rutas sea un conjunto con diferentes características que requieren una flexibilidad operativa y coordinación, a fin de lograr una eficiencia optima en el aprovechamiento del material rodante y la mano de obra.
- Igualmente, cada ruta es un paquete de recorridos con horarios, pasajeros, recaudación monetaria y un comportamiento desequilibrado de viajes, vehículos etc., lo que requiere una administración en la que se pueda planificar, ejecutar y controlar la operación, con normas de conducta, disciplina y con argumentos basados en estatutos y reglamentos.
- La necesidad de reducir costos de operación mediante la centralización de adquisición de bienes de consumo, como equipo, herramientas y del mantenimiento respectivo.
- La preocupación de velar por las prestaciones sociales y el seguro económico social del asociado y su familia.
- Cumplimiento normas que exigen la ley de transporte y el reglamento del mismo.

5.2.1 Inventario de Autobuses, Microbuses y su Análisis

La presentación de estos cuadros que llevan el título de "Inventario de Rutas y Análisis Operativo" ha tenido como fuentes la siguiente información: el Archivo del VMT, Información de los Delegados de Transporte en las diferentes rutas, así como los resultados de las Encuestas y Conteos que se realizaron como fuente de la información de este proyecto (ver Anexo D, figuras desde D-1 hasta D-13).

5.2.1.1 Metodología de los Cuadros

Siendo la información de las rutas de buses más ordenada, se ha tomado como modelo para la obtención de datos de microbuses.

Grupos de Rutas: Para un mejor ordenamiento las rutas se dividieron en 9 grupos, que representan los corredores de entrada y salida al Área Central de San Salvador por las vías siguientes (ver Anexo D, figuras desde D-1 hasta D-4):

- **Rutas del Sector Norte**
Todas las rutas que entran y salen por la Calle a Mariona, 29 Av. Norte, 20 Av. Norte y Av. Bernal.
- **Rutas del Sector Nor - Poniente**
Las rutas que entran y salen por Boulevard Constitución, Paseo General Escalón. Calle El Mirador.
- **Rutas del Sector Nor - Oriente**
Las que ingresan por la Carretera Troncal del Norte y Avenida Juan Bertis.
- **Rutas del Sector Oriente - Área I**
Las que circulan por Boulevard del Ejército o Antigua Carretera Panamericana y que proceden del Área Norte del mencionado boulevard.
- **Rutas del Sector Sur**
Son las que transitan por las vías centrales del sector sur de la ciudad tales como Av. Albert Einstein, 25 Av. Sur y Antigua Calle a Huizucar.
- **Rutas del Sector Sur - Poniente**
Las rutas que circulan por carretera Panamericana para su ingreso a la Ciudad de San Salvador.

- **Rutas del Sector Sur - Oriente**
Rutas que circulan e ingresan por Autopista al Aeropuerto, Antigua Calle a Zacatecoluca y Calle a los Planes de Renderos.
- **Rutas del Sector Oriente - Area 2**
Rutas que ingresan y salen por Boulevard del Ejercito provenientes del sur del Boulevard.
- **Rutas del Sector Poniente**
Rutas que transitan por Paseo General Escalón y Calle El Mirador en la entrada del sector poniente a la capital.

5.2.1.2 **Resumen de Inventario**

Se presentan en este resumen la totalidad de vehículos del Transporte Colectivo (buses y microbuses) según su ruta, tiempo de viaje promedio, pasajeros movilizados según sentidos definidos (como segmentos 1-2 los que van con sentido al centro, y segmentos 3-4 los que vienen del centro), todo este conteo realizado en horas de mayor congestión y también en horas de bajo movimiento. El total de kilómetros recorridos durante el período, posteriormente se presenta un análisis sobre la producción de viajes vehiculares y los pasajeros movilizados por kilómetro; los cuales son dos indicadores importantes de comparación entre una y otra ruta, observando la productividad de cada ruta.

La alta frecuencia permite calcular el número de vehículos necesarios para las horas pico. La capacidad transportadora en relación con el número de pasajeros movilizados por día muestra la rotación de pasajeros promedio diario.

5.2.1.3 Conclusiones

Las rutas tienen diferentes características entre ellas que influyen sobre el rendimiento económico de los vehículos, y en sus componentes de distancias por Km. de las rutas, número de viajes, número de pasajeros, número de vehículos etc. Si analizamos estas componentes podemos observar las siguientes puntualizaciones:

a) Vehículos

Como se puede observar en la figura D-1 (Anexo D), la frecuencia más alta en que operan las rutas tienen exceso de vehículos, desde un mínimo de 1 vehículos hasta un máximo de 34, todo esto después de haber tomado 15% de vehículos de reserva para mantenimiento y casos excepcionales.

Vale recalcar que el índice universal de porcentaje de reserva está entre 10% y 15%. En total hay exceso de casi 700 vehículos, los cuales son una inversión que no produce utilidad. Esto sucede por falta de planificación y control administrativo integral.

b) Rotación de pasajeros

Según el análisis del número de pasajeros frente a la oferta de asientos, se propone que el índice de rotación de los pasajeros está entre 0.5 mínimo y 4.7 como máximo en las diferentes rutas.

c) Pasajeros por kilómetro

Al igual que se pretende que el costo de operación influya sobre el kilometraje recorrido, el número de pasajeros transportados refleja el rendimiento económico de la ruta. En este caso este rendimiento se mueve de un mínimo de 0.7 pasajeros por km. hasta 26.6 pasajeros por km. El promedio general es de 5.54 pasajeros por Km., siendo el promedio por cada sector de rutas, como se presenta en la figura 5-1a continuación.

Fig. 5-1: Rendimiento Promedio

Sector	Rendimiento Promedio
Norte	7.53
Norte-Poniente	5.64
Poniente	4.25
Oriente Area 1	5.33
Sur	5.46
Sur - Poniente	5.34
Sur - Oriente	5.81
Oriente - Area 2	5.35
Nor - Oriente	4.98

d) **Administración**

La administración siempre podría definir la toma de decisión en favor de la eficiencia, siempre y cuando tenga el poder de planificar, asignar recursos y controlar la operación.

5-2.1.4 **Integración**

Las figuras de D-1 a D-4 en el Anexo D pueden orientar las ventajas que obtendrían los asociados a nivel de integración de ruta o integración a nivel de corredor, para la cual las diferencias entre los parámetros en conjunto de las rutas son mas bajas.

Por ejemplo, el valor más bajo de pasajero por km es 4.25 y el más alto 7.53.

Es indiscutible que es necesario reducir el exceso de vehículos para mejorar el servicio al público; los vehículos sobrantes podrían ser utilizados ya sea en nuevas rutas o en actividades más rentables como en viajes escolares ó servicios a las empresas, turismo, etc.

5.3 Obstáculos Gremiales a la Integración

El sistema de transporte desde años atrás y que ha sido apoyado por El Gobierno Central del país es de tipo individual y de libre competencia, sin medios de control y regulación, lo que produjo intereses creados y la lucha permanente entre los competidores lo mismo que desconfianza entre los asociados. El hecho es que un empresario tiene concesiones en diferentes rutas (a veces competitivas) es lo que dificulta que exista homogeneidad.

Sin embargo, ya se formaron organizaciones de empresarios a nivel gremial y de ruta, a fin de defender sus intereses comunes.

Son pocas las empresas que han empezado a integrar sus aspectos operativos como "Caja Unica", control de ingreso, regulación de despachos, adquisición de equipo etc.

5.4 Experiencia Anterior y su Influencia

La experiencia dolorosa y negativa del fracaso de las Empresas Privadas S.A., que tenían una organización y administración excelente, así como una adecuada flota rodante y un equipo de control de ingreso. Luego, también haberse experimentado mala experiencia con las asociaciones cooperativas auto gestionarias, las cuales continuaron con el mismo sistema solamente sin contar con la capacidad administrativa y gerencial anterior. Todo esto aunado a la descapitalización de las cooperativas y a la guerra civil que sufrió el país ha dado lugar a formar en el empresario una sombra de preocupación y desconfianza.

5.5 Estrategia

Para los empresarios nacionales, se propone una estrategia, de cambio que pueda ser implementada a corto plazo en algunas rutas. Lo más fácil sería proponer algunos modelos de integración empresarial, que ya tuvieron éxito en otros países latinoamericanos, pero es necesario tomar en cuenta el ambiente y la realidad empresarial nacional. Por lo que se propone un modelo adecuado de reestructura, considerando las inquietudes de sus socios que ven con recelo los cambios propuestos.

Esta estrategia de aplicación de la integración se debe adaptar a cada una de las rutas siguiendo las condiciones ambientales y disponibilidad.

Para agilizar el ritmo de integración es importante beneficiar a aquellos empresarios que se incorporen al cambio propuesto tomando en cuenta los siguientes criterios posibles:

- Concesiones que garanticen rentabilidad a las empresas.
- Permiso de operación de ruta al propietario del vehículo.
- Asesoría para llevar registros contables al día.
- Subsidio mediante caja única.
- Financiamiento y aval para reposición de vehículos u otros proyectos.
- Capacitación profesional.
- Exoneraciones de impuestos.

5.6 Modelo Propuesto

Como ya se mencionó en los Informes anteriores del proyecto, el VMT es la institución oficial que tiene a cargo la regulación y control de los servicios de Transporte Terrestre, y la función de elevar el nivel profesional del sector, tanto en lo humano como en lo técnico, por lo que es indispensable la integración empresarial para lograr en forma óptima los objetivos comunes.

Cualquier modelo de integración empresarial es aceptable siempre y cuando se reúnan las siguientes condiciones a cumplir:

- Organismo Empresarial (persona jurídica) que sea concesionaria de las rutas capaz de administrar la explotación de la ruta, y cumplir con el servicio requerido.
- Estatutos y reglamentos internos que faciliten el manejo administrativo en orden y disciplina.
- Medios de mantenimiento a la flota rodante.
- Capacidad de llevar la contabilidad y analizar costos de operación.

En el 2do. Informe del Proyecto (Plan de Acciones Inmediatas, Capítulo V), aparece una figura que define las diferentes empresas dando a conocer la ventaja de cada una de ellas.

5.6.1 Modelo Ideal

Conociendo el ambiente en que se desarrolla el empresario y que depende de la propiedad de las unidades netamente individual, sugerimos que el presente modelo podría ser patrón de la integración; de acuerdo a las características siguientes:

- a) Formación de una empresa de accionistas de propietarios de vehículos.
- b) Que sean estas empresas a formar, las concesionarias de los permisos de rutas.
- c) Que el número de vehículos, propiedad de los socios, no exageren el número necesario para satisfacer la demanda o las unidades necesarias para brindar el servicio, tomando en cuenta que siempre exista una cantidad de reserva para los casos de mantenimiento o casos especiales o excepcionales en un 10%.

- d) El vehículo estará administrado por la dirección de la empresa.
- e) El mantenimiento se llevara a cabo en los talleres propios de la empresa y durante la reparación de cualquier unidad, la empresa prestará sus vehículos de reserva para sustituir momentáneamente el vehículo dañado durante el periodo de reparación.
- f) La recaudación del pasaje se llevará en el sistema de "caja única". y se beneficiará el vehículo, según viaje producido, en forma proporcional.
- g) El socio accionista es al mismo tiempo trabajador de la empresa y puede cumplir cargos administrativos o cualquier puesto operativo (conductor, mecánico etc.), así asegura un sueldo fijo y todas las prestaciones sociales (para él y su familia).
- h) La política de estandarización de la flota rodante, sería fijada por la empresa y el asociado tiene que adaptarse al sistema de administración de la empresa.
- i) Todo este operativo está respaldado por los estatutos y reglamentos internos.
- j) El beneficio adicional es el producto que genera la unidad vehicular con relación al ingreso-egreso de la misma.
- k) Toda esta aplicación requiere asesoría y asistencia técnica del personal que tenga la experiencia en este campo.

5.6.2 Etapas en el Desarrollo de la Integración de Empresas

Tomando en cuenta que la mayoría de los empresarios no están firmes de realizar los cambios propuestos al sistema actual, se recomienda a nivel inmediato - como un paso estratégico - llevar a cabo primordialmente las siguientes etapas, presentadas según orden de prioridades:

- a) Formar la persona jurídica, por lo menos a nivel de ruta, con el objetivo que esta sea la concesionaria de la ruta.
- b) Planificar la distribución de los viajes entre los socios propietarios, de acuerdo a un sistema rotativo.
- c) La empresa se preocupará de asignar los conductores y tendrá la relación patrón-obrero con ellos. lo mismo que la empresa se encargará de capacitarlos, controlarlos y beneficiarlos según contratos y leyes laborales vigentes.

- d) El ingreso de los pasajes se administrará por medio de la caja única, controlado por el medio técnico más idóneo que la empresa nombre.
- e) La distribución del ingreso será en forma proporcional al producto del trabajo realizado que considere para cada unidad de transporte.
- f) La empresa se preocupará del sistema de mantenimiento y el suministro de repuestos, combustibles, lubricantes y otros accesorios que sea necesario para cada unidad, la cual absorberá dicho costo.
- g) Llevará la contabilidad de operación de cada vehículo (propiedad del socio) y del conjunto de unidades a cargo de la empresa, presentando cuentas de pérdida y ganancia y análisis de costos operativos.
- h) Se organizarán fondos para la capitalización de la empresa, con el objetivo de beneficiar al asociado.

Se pretende que otro desarrollo de integración empresarial sea positivo siempre y cuando se cumplan los primeros principios.

5.6.3 Integración de las Empresas en Consorcio

Conociendo que en el área del AMSS existen corredores de rutas de Transporte Colectivo que son homogéneas por el trayecto común del servicio y una integración de esta magnitud podría pasar el mismo proceso (ver Fig. 5-2 a continuación), siendo los objetivos principales de este consorcio los siguientes:

- a) Que la utilización de este sistema tenga un aprovechamiento óptimo de los recursos.
- b) Reducir al mínimo el conflicto interempresarial y montar mejor servicio al usuario (por ejemplo: rutas directas a lugares de demanda aún en horas no regulares - arreglo de transbordo de pasajeros entre diferentes rutas, etc. Para el traslado de pasajeros de un vehículo dañado, todo esto será sin pago adicional para el usuario.

Regulación de recursos para equilibrar las rutas y mantener el nivel de servicio. Este tipo de organización requiere reconocimiento legal, como persona jurídica y toda la autorización oficial para su operación.

La Organización de la Empresa ha de tener unidades de Dirección, Planificación, Coordinación, Operación y Control (ver figura 5-2 a continuación).

Existen ejemplos prácticos para este proceso de integración empresarial, tal como fueron desarrollados en varios países latinoamericanos durante los últimos años y ha dado resultados muy positivos, de los cuales se pueden mencionar algunos beneficios comunes los cuales son los siguientes:

- Estandarización de la flota.
- Instalaciones adecuadas de mantenimiento, parqueo, servicios auxiliares.
- Economía de costos de operación, centralizando la adquisición de diferentes suministros.
- Especialización Profesional de los Asociados.

Como algunos modelos de muestras se pueden mencionar:

- En Uruguay, a través de la Empresa "COME, S.A."
- En Perú, la Empresa de Transporte "Lima Metropolitana".
- En Panamá, mediante la Cooperativa autogestionaria denominada "SACA de R.L".

Con referencia a las funciones del Consorcio el Consorcio, este - como ente jurídico - tiene el papel de la administración operativa de un conjunto de rutas, especialmente en corredores comunes.

a) Dirección del Consorcio

Será formada por delegados de las rutas integradas. Su función será de:

- Nombrar al gerente ejecutivo.
- Diseñar el sistema de operación.
- Aprobar manuales de operación.
- Fijar normas disciplinarias, y de control.
- Tomar decisiones, institucionales y operativas.

Fig. 5-2

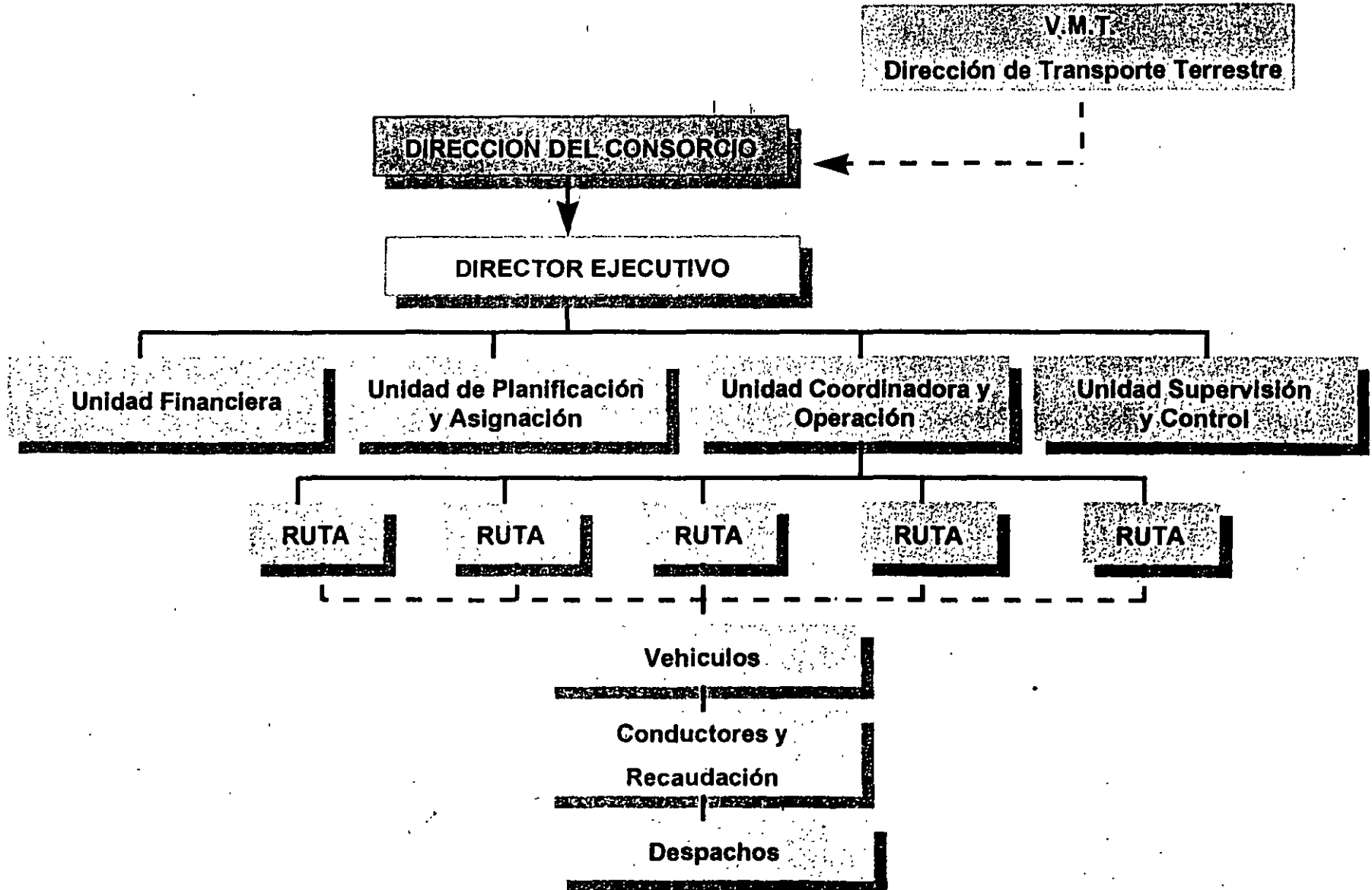
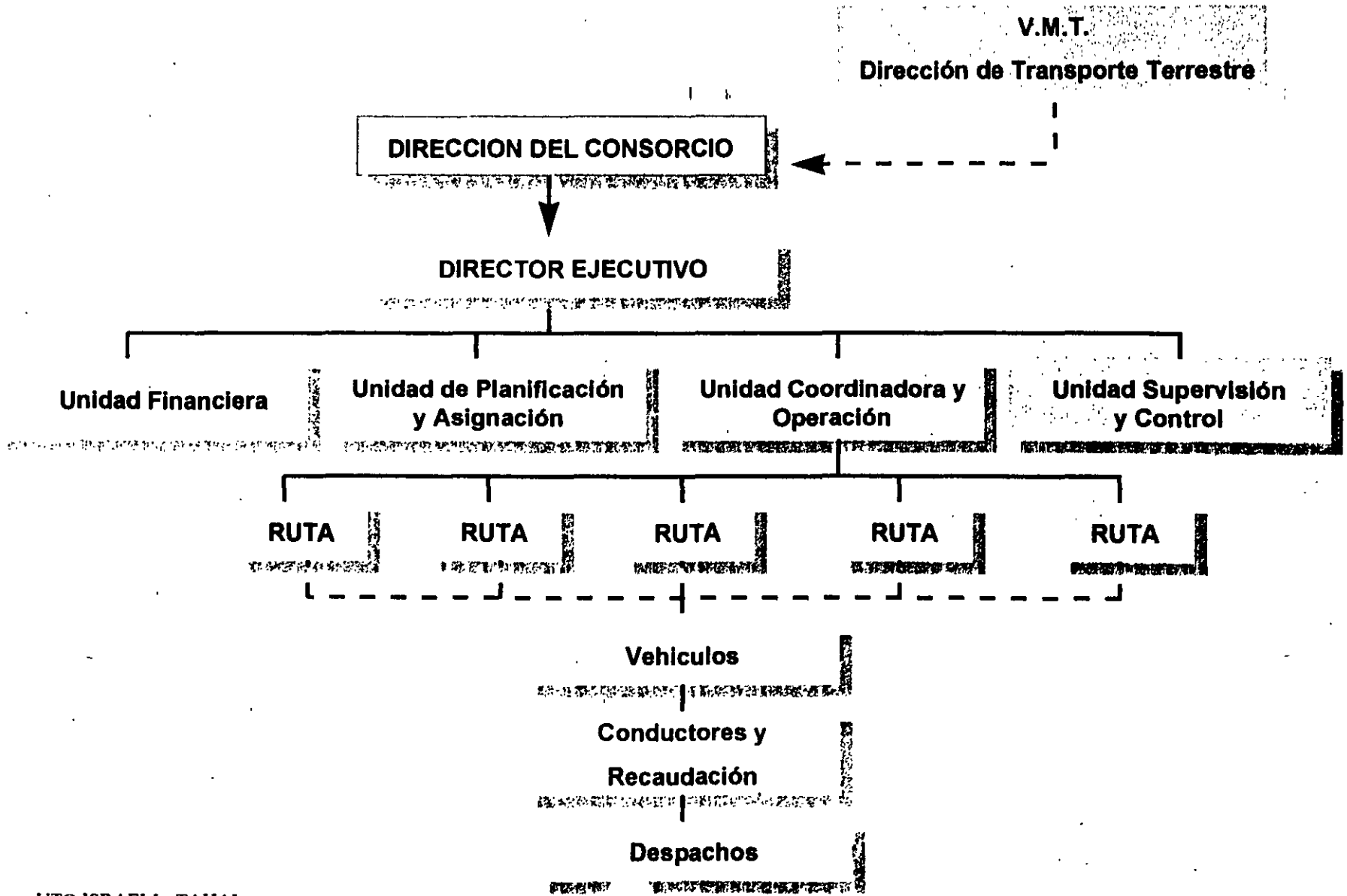


Fig. 5-2



17

b) Director Ejecutivo

Será el responsable y autorizado por la dirección del consorcio, de la operación en conjunto de acuerdo a las directrices y reglamentos del consorcio, y también realizará las siguientes funciones:

- Nombrar los funcionarios y darles instrucciones de operación y así mismo velar por el cumplimiento de los manuales, coordinar y regular la operación corriente.
- Informar a la directiva y a las rutas asociadas toda información normal y excepcional.
- Tener funciones de consultor para la directiva.

c) Unidad de Planificación y Asignación

Será nombrada por el director y dependerá de él. Sus funciones principales serán:

- Planificar los horarios de las diferentes rutas y formular los planes de trabajo a nivel de vehículo conductor
- Preparar los anexos de despacho de acuerdo a lo planificado, y el medio de registro de control.
- Asignar las rutas, la cuota de ejecución, manteniendo el rol de rotación.
- Preparar los medios para el control de operación de tráfico.
- Centralizar la información de operación de las rutas, pasajeros, viajes, horas y kilómetros etc., elaborar estadísticas con el análisis requerido, y finalmente recomendar ajustes y cambios.

d) Unidad de Supervisión y Control

En esta unidad se manejarán dos elementos de control:

Primero: Sobre las recaudación de pasajes, en las diferentes rutas, como servicio para las mismas.

Segundo: De operación de tráfico con sentido de regulación en tiempo real y de organización - en conjunto con la unidad de coordinación y control - de los despachadores de las diferentes rutas.

e) Unidad Financiera

Tendrá la autorización de administrar el sistema aprobado de la recaudación de pasajes (la cual podrá contar con registradora, tiquetes, máquinas electrónicas etc). Sus funciones serán:

- Establecer el método y el proceso adecuado bajo el manual respectivo, para llevar a cabo esta operación.
- Controlar los registros a nivel de ruta-conductor.
- Recaudar el ingreso al terminar la tanda, y llevar la estadística vehículo-conductor.
- Depositar la recaudación en el banco.
- Contabilizar la recaudación y ordenar a favor del vehículo el beneficio que le corresponde, y de acuerdo a los parámetros que se acuerden.
- Estar en contacto con la unidad de control e intercambiar información.

f) Unidad Coordinadora y Operación

Esta unidad es el "corazón" operativo del conjunto (consorcio), ya que bajo su mando están las rutas con los recursos de vehículos, conductores y despachadores. Cada ruta tendrá los recursos según el volumen de demanda. En este caso podría haber combinación de viajes entre una ruta y otra, igualmente posibles transferencias de vehículos de una a otra ruta, con el motivo de regular y llegar a la productividad máxima. Esta unidad deberá conocer las tareas que les toca a cada una de las rutas, tendrá permanentemente el inventario de vehículos y conductores, sabiendo cuales esta en operación y cuales están fuera de servicio, lo mismo que el motivo de esto.

Adicionalmente, la unidad mantendrá esta información actualizada por las 24 horas del día, lo que le da ya elementos de juicio para tomar decisiones operativas y/o disciplinarias. La unidad dependerá del director ejecutivo, y ejercerá el mando directamente a todas las rutas en el aspecto operativo de tráfico y también coordinará el mantenimiento de los vehículos.

Se pueden identificar las funciones principales:

- Regulará la asistencia de recursos entre las rutas.
- Cooperará con la unidad de control.
- Coordinará acciones operativas, con la Policía de Tránsito, municipios, escuelas, instituciones de diferentes ramas, fábricas o cualquier elemento que pueda tener influencia o afluencia al transporte colectivo, con motivo de solucionar problemas de transporte, tales como eventos, desvíos, accidentes, cambio de horarios etc.

5.6.4 Manuales Operativos

Con relación al numeral anterior, podrán haber ilimitados tipos o modelos de integración, así que los manuales operativos se podrán adecuar, según su tipo; por eso, en este Capítulo se han presentado las funciones y características comunes de cualquier tipo.

Es indispensable que las autoridades del Viceministerio de Transporte, puedan vincularse en cada etapa o sección del consorcio.

5.7 El Proceso del Control del Transporte Colectivo

Es claro que el organismo principal tiene la responsabilidad del desarrollo y el funcionamiento operativo óptimo del servicio colectivo, mediante una planificación previa y asignación de autorizaciones a las empresas con capacidad de prestar el servicio óptimo, lo mismo que velar en forma permanente de la operación; así como tomar medidas de ajuste, en caso de que se requiriese o sea necesario imponer disciplina.

Para asegurar la buena operación, es necesario no solamente implementar la reglamentación o planificación, sino también la preparación de funcionarios profesionales a nivel oficial y a nivel empresarial.

Esta labor por su amplitud requiere contacto y coordinación con municipios, fábricas grandes, escuelas, universidades u otras unidades que son generadores principales de viajes de persona.

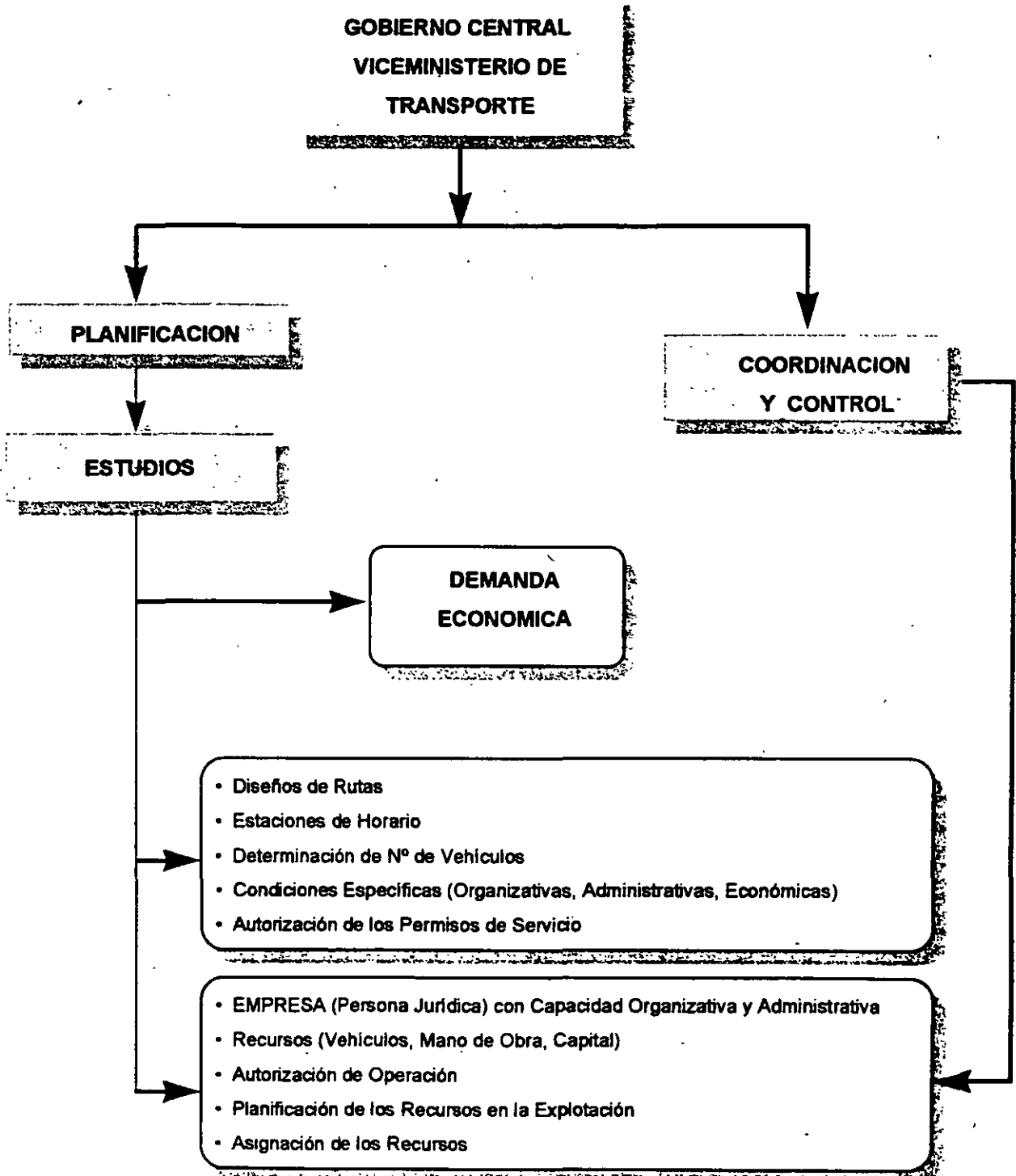
5.7.1 Objetivos

En el proceso del control del transporte, el objetivo principal es de prestar servicios a la ciudadanía según la demanda, quedando en segundo termino si el servicio es rentable o no, de acuerdo a lo cual se plantean los siguientes objetivos:

- a) Planificar los servicios de acuerdo a los elementos de juicio que son cambiables, tales como: horas pico, sentidos de vías, trayectorias criticas etc.
- b) Establecer puntos de transbordo en aquellas rutas que no justifiquen línea directa.
- c) Debe existir preocupación que el rendimiento del operador sea positivo mediante operaciones racionales y eficientes.
- d) En casos de rutas deficitarias se pueden combinar con rutas de rendimiento positivo.
- e) Ha de ser de mutuo interés tanto de la institución oficial, como de el gremio de transporte que la operación se cumpla en condiciones objetivas.
- f) Solamente la integración operativa (como mínimo) de los empresarios, permite establecer la canasta de costos reales.
- h) Unificar el tipo de servicio por el hecho que el servicio regular (tradicional) se ha disminuido y esta desapareciendo y los demás (en su mayoría) no cumplen con las condiciones obligatorias, así que en la práctica todo el servicio es regular.

Para conocimiento del proceso del control del Transporte Colectivo se presenta en forma esquemática la figura 5-3 a continuación.

Fig. 5-3: Esquema de Proceso para el Control del Transporte Colectivo de Pasajeros



22

5.7.2 Proceso Posible de Integración

Se pueden clasificar diferentes etapas de integración, cuando el ritmo y los mecanismos son diferentes y casi ilimitados. En general se puede dividir este desarrollo, tomando en cuenta la realidad latinoamericana, en el siguiente orden:

- a) Formación de un ente jurídico de los propietarios de los vehículos con determinación de los objetivos y funciones de este ente (estatutos y reglamentos).
- b) Integración operacional, donde la concesión es de la empresa (del socio) y tiene permiso de operación en la ruta, en condiciones iguales a los demás. Es la empresa la que se encarga de regular y distribuir los viajes, mediante una planificación y asignación rotativa.
- c) Integración operacional de grado mayor; esta se da en condiciones como en el numeral anterior, más una operación en el sistema de caja única; lo que evita la competencia desleal interna y se controlan y mejoran los ingresos con igualdad en lo producido.
- d) Integración funcional en grado mayor, que además de incluir lo anterior que es netamente operativo, trata de que existan inversiones posibles, en actividades que puedan beneficiar al socio, tales como: talleres de mantenimiento, bodegas de repuestos, combustible y lubricantes, fondos para la reposición de unidades o renovación de la flota.
- f) Integración funcional global: aquí se entiende que todos los bienes están a nombre de la empresa y el socio es accionista. El socio puede ser o no ser empleado de la empresa.

La etapa anterior, permite la transferencia del sistema de propiedad individual a propiedad común, mediante los fondos de capitalización anteriormente mencionados.

Se puede decir que esta es la empresa verdadera, cuando tiene el poder de capital, los recursos de operación y los planes de progreso para el futuro.

5.7.3 Capacitación y Asistencia Técnica

Cualquiera de estas etapas de desarrollo requieren una serie de campañas con las asociadas potenciales, como medio de preparación y convencimiento sobre el camino que tienen que tomar y llegar a acuerdos por mayoría y en forma democrática.

En segunda prioridad es necesario implementar la preparación profesional de aquellos socios que son capaces de desempeñar cargos administrativos.

Es recomendable que exista la preocupación a nivel de ministerio y de las gremiales del Transporte, de la necesidad e importancia que requiere este proceso de asesoría técnica, ya sea por técnicos nacionales o internacionales.

5.8 Resumen

Vale la pena recalcar, que cualquier tipo de organización sea cooperativa o de iniciativa privada puede responder a las necesidades de las empresas de Transporte. El ritmo del proceso de integración depende del interés del grupo y la estrategia del estado a seguir. Solamente a través de la integración empresarial, se puede llegar al mejor aprovechamiento de los recursos, mejorando el servicio, ampliando las rutas de transporte, renovando la flota y adquiriendo unidades modernas de alta capacidad, para poder resolver el problema de horas pico y rutas congestionadas, a favor del público usuario y los empresarios a la vez.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

ANEXO D

**TEMA: FIGURAS SOBRE
TRANSPORTE COLECTIVO**

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997



ANEXO D

FIGURAS SOBRE TRANSPORTE COLECTIVO

Fig. D-1: Inventario Rutas de Buses y Análisis Operativo

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE BUSES, N° DE PASAJEROS, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros), FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	Tipo de Ruta	No de Buses	Origen - Destino	N° de kms de Recorrido	Tiempo Viajes (min)	Pasajeros Movilizados		Total Pasajeros 7 Horas	N° de Viajes 7 Horas	Total de Kms	Promedios			Frecuenc Máxima (min)	N° de Vehículos Necesarios	Oferta Capacidad Transportada (50 asientos)	Indice de Rotación Pasajeros
						1 - 2	2 - 1				Pasaje / Viaje		Pasajeros /Kms.				
											1 - 2	2 - 1					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
RUTAS SECTOR NORTE.																	
001	Regular	44	Ayutotepeque - Col. América	21.72	98	5.759	7.743	13.502	101	2.194	57.02	76.66	6.15	4	25	5.050	2.6
002	Anillo	65	Ave. Castro Morán - Col. Costa Rica	17.52	71	9.288	9.241	18.529	154	2.698	60.31	60.01	6.97	2	36	7.700	2.4
002A	Anillo	30	Col. San Pablo - Mercado Central	13.05	75	6.520	4.459	10.979	99	1.292	65.86	45.04	8.50	4	19	4.950	2.2
002C	Anillo	21	Ave. Castro Morán - Parque Hula Hula	18.48	93	4.763	2.291	7.062	79	1.460	60.29	29.10	4.84	5	19	3.950	1.7
006A	Anillo	26	Manoza - Parque Hula Hula	17.50	93	5.864	4.170	10.034	70	1.230	83.77	59.57	8.16	5	19	3.500	2.8
006B	Anillo	25	Manoza - Parque Hula Hula	17.50	104	5.931	3.517	9.448	59	1.037	100.51	59.61	9.11	4	26	2.950	3.2
020	Anillo	24	Cuscatancingo - Parque Hula Hula	8.07	58	4.790	2.963	7.753	68	549	70.44	43.57	14.13	5	12	3.400	2.2
023A	Anillo	17	San Ramón - Parque Hula Hula	13.43	78	3.099	961	4.062	45	607	68.87	21.40	6.69	8	10	2.250	1.8
023B	Anillo	1	Parque del Pico - Parque Hula Hula	13.52	51	1.728	2.658	4.386	42	568	41.14	63.29	7.72	10	6	2.100	2.0
024	Anillo	17	Cuscatancingo - Parque Hula Hula	9.65	61	2.492	2.098	4.590	36	347	69.22	58.28	13.21	10	7	1.800	2.6
030	Anillo	10	Col. Metrópolis - Parque Libertad	20.96	84	10.058	10.353	21.211	97	1.975	111.94	106.73	10.74	4	21	4.850	4.4
030B	Anillo	10	Ayutotepeque - Col. Escalón	21.16	78	3.438	2.202	5.640	74	1.566	46.46	29.76	3.60	5	16	3.700	1.5
031	Anillo	4	Col. Monteal - Parque Hula Hula	10.50	68	957	965	1.922	28	294	34.18	34.46	6.54	10	7	1.400	0.8
13		367				65,487	53,831	119,118	952	15,816	68.79	58.34	7.53		223	47,600	2.5
RUTAS SECTOR NOR-PONIENTE.																	
016	Anillo	20	San Antonio Abad - Parque Hula Hula	15	66	2,553	2,626	5,179	68	1,020	37.54	38.62	5.08	5	14	3,400	1.5
046A	Anillo	26	San Ramón - Parque Hula Hula	15.70	80	3.114	3.369	6.483	79	1.240	39.42	42.65	5.23	5	18	3.950	1.6
046B	Anillo	21	San Ramón - Plaza Morazan	15.60	78	5.436	5.059	10.495	95	1.491	57.22	53.25	7.04	4	20	4.750	2.2
052A	Anillo	16	R. de Flores - Redondel Artiga (Kolel)	18.34	69	1.847	2.085	3.933	40	734	46.18	52.15	5.36	9	8	2,000	1.9
052B	Anillo	16	R. de Flores - Redondel Artiga (Pas)	18.05	73	1.048	2.312	3,360	41	740	25.56	56.39	4.54	9	9	2,050	1.6
5		99				13,998	15,452	29,450	323	5,225	43.34	47.84	5.64		69	16,130	1.8
RUTAS SECTOR NOR-ORIENTE.																	
000B	Anillo	12	Ciudad Delgado - U.E.S.	18.08	89	2,161	1,363	3,524	35	633	61.74	38.94	5.57	10	9	1,750	2.0
004	Anillo	67	Ciudad Delgado - Terminal de Oriente	19.36	89	15,188	8,095	23,283	152	2,943	99.92	53.26	7.91	3	30	7,600	3.0
010	Anillo	52	Col. Colinas - Vista Hermosa	27.87	93	8,184	5,544	13,728	90	2,508	90.93	61.60	5.47	4	21	4,500	3.0
038A	Anillo	25	San José Las Flores - Centro	29.71	122	2,307	956	3,263	33	980	69.91	28.97	3.33	8	15	1,650	1.5
038B	Anillo	59	Apopa - Centro	27.37	108	3,884	2,074	5,958	59	1,615	65.83	34.81	3.68	5	22	2,950	2.0
038C	Anillo	38	Apopa - Centro	30.58	112	7,528	3,468	10,996	71	2,171	106.03	48.85	5.06	5	23	3,550	3.0
043	Anillo	20	Col. Los Alpes - Mercado Central	10.61	76	2,102	913	3,015	32	340	65.69	28.53	8.88	12	7	1,600	1.8
109	Anillo	64	Quezaltepeque - Centro	51.07	140	7,741	4,830	12,571	75	3,830	103.21	64.40	3.28	3	47	3,750	1.3
115	Anillo	20	Tunacatepeque - Centro	33.57	120	1,298	833	2,131	22	739	59.00	37.86	2.89	12	10	1,100	1.9
9						50,393	28,056	78	569	15,759	88.56	49.31	4.98		186	28,41	2.8

Fig. D-1: Inventario Rutas de Buses y Análisis Operativo

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE BUSES, N° DE PASAJEROS, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros), FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	Tipo de Ruta	No de Buses	Origen - Destino	N° de kms de Recorrido	Tiempo Viajes (min)	Pasajeros Movilizados		Total Pasajeros 7 Horas	N° de Viajes 7 Horas	Total de Kms	Promedios			Frecuenc Máxima (min)	N° de Vehículos Necesarios	Oferta Capacidad Transportada (50 asientos)	Índice de Rotación Pasajeros
						1 - 2	2 - 1				Pasaje / Viaje		Pasajeros /Kms.				
											1 - 2	2 - 1					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
RUTAS SECTOR ORIENTE - AREA 1																	
000	Anillo	34	Col. Guadalupe - Paseo Estación	23.33	102	6,472	2,910	9,382	90	2,100	71.91	32.33	4.47	4	26	4,500	2.0
0000	Anillo	53	Col. Prusia - Terminal Occidente	31.60	128	8,910	6,276	15,186	92	2,907	96.85	68.22	5.22	4	32	4,600	3.3
0001	Anillo	44	Col. Congaste - Paseo Estación	24.45	100	6,195	2,940	9,135	84	2,054	73.75	35.00	4.45	4	25	4,200	2.1
0002	Anillo	31	Col. Paraiso - Res. Los Urosos	22.39	91	9,414	6,552	15,966	86	1,923	109.47	76.19	8.30	3	30	4,300	3.7
0003	Regular	29	Col. Monte Carmelo - Ayutla de Tapes	31.48	104	4,670	5,198	9,874	58	1,942	80.61	89.62	5.08	7	15	2,900	3.4
0004	Anillo	50	Col. San José - Centro	24.51	88	10,396	4,036	14,392	130	3,189	79.66	31.05	4.51	3	29	6,500	2.2
0005	Anillo	48	Col. Bosques del Río - Centro	28.75	96	5,315	2,662	7,978	67	1,926	79.34	39.73	4.14	5	20	3,350	2.4
0006	Anillo	32	Col. Frados de Venecia - Centro	18.39	95	3,470	2,114	5,584	58	1,067	59.81	36.45	5.24	4	24	2,900	1.9
0007	Anillo	26	Reparto Las Margaritas - Centro	20.39	95	5,427	1,790	7,217	57	1,157	95.21	31.40	6.24	5	19	2,850	2.5
0008	Anillo	27	Reparto Las Margaritas - Centro	20.3	95	7,738	2,651	10,389	63	1,279	122.83	42.08	8.12	5	21	3,150	3.3
0009	Anillo	24	Capitán Alpejón - Centro	17.69	89	2,074	1,320	3,394	47	830	44.13	28.09	4.09	8	11	2,350	1.4
0010	Anillo	35	San Bartolomé Perote - Catedral	22	100	4,038	2,420	6,466	55	1,210	73.42	44.15	5.34	7	15	2,750	2.3
12		433				74,086	40,877	114,963	887	21,583	83.52	46.08	5.33		265	44,350	2.6
RUTAS SECTOR SUR																	
0011	Anillo	46	Col. La Lima - Terminal de Oriente	18.45	98	5,979	6,258	12,237	106	1,956	56.41	59.04	6.26	3	33	5,300	2.3
0012	Anillo	32	Río Comitas - Terminal de Oriente	18.70	88	3,754	3,197	6,951	87	1,627	43.15	36.75	4.27	4	22	4,350	1.6
0013	Anillo	19	Col. IVU - Terminal de Oriente	10.87	70	5,403	3,531	8,934	73	794	74.01	48.37	11.26	5	14	3,650	2.4
0014	Anillo	35	Antiguo Cuscatlan - Zacamil	28.27	104	3,652	3,790	7,442	56	1,583	65.21	67.68	4.70	6	18	2,800	2.6
0015	Anillo	35	Antiguo Cuscatlan - Centro	32.01	98	3,663	3,292	6,958	58	1,857	63.21	56.76	3.75	5	20	2,900	2.4
0016	Anillo	4	Huizúcar - Mercado Central	14.96	196	180	180	360	3	45	60.00	60.00	8.02	60	4	150	2.4
6		171				22,834	20,248	42,882	383	7,861	59.10	52.87	5.48		111	19,150	2.2
RUTAS SECTOR SUR - PONIENTE																	
0017	Anillo	35	Col. Las Delicias - Centro	28.06	108	6,202	6,552	12,754	87	2,441	71.29	75.31	5.22	4	27	4,350	2.4
0018	Anillo	35	Col. Las Delicias - Centro	30.67	93	6,357	6,607	12,959	87	2,668	73.01	75.94	4.86	4	24	4,350	2.5
0019	Anillo	70	Col. Quezaltepeque - Centro	30.65	90	9,648	9,859	19,507	137	4,199	70.42	71.96	4.65	2	48	6,850	2.6
0020	Anillo	38	Col. Alpes Suizos - Hula Hula	31.38	113	8,539	9,244	17,783	97	3,044	88.03	95.30	5.84	3	38	4,850	3.1
0021	Anillo	20	Hula San José - Hula Hula	33.18	133	3,626	2,229	5,855	31	1,065	109.88	67.47	5.34	10	13	1,650	1.5
0022	Anillo	30	Col. San Antonio - Centro	34.65	122	9,836	8,364	18,202	82	2,842	119.98	102.00	6.40	5	25	4,100	4.1
6		228				44,205	42,851	87,056	523	16,289	84.52	81.93	5.34		175	26,150	3.3

Fig. D-1: Inventario Rutas de Buses y Análisis Operativo

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), Nº DE VIAJES,
 Nº DE BUSES, Nº DE PASAJEROS, CAPACIDAD
 TRANSPORTADA (pasajeros), FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	Tipo de Ruta	No de Buses	Origen - Destino	Nº de kms de Recorrido	Tiempo Viajes (min)	Pasajeros Movilizados		Total Pasajeros 7 Horas	Nº de Viajes 7 Horas	Total de Kms	Promedios			Frecuenc Máxima (min)	Nº de Vehículos Necesarios	Oferta Capacidad Transportada (50 asientos)	Índice de Rotación Pasajeros
						1 - 2	2 - 1				Pasaje / Viaje		Pasajeros /Kms.				
											1 - 2	2 - 1					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
RUTAS SECTOR SUR-ORIENTE.																	
000A	Anillo	40	Col. 10 de Octubre - Hula Hula	1.150	61	9.797	6.914	16.706	109	1.525	89.83	63.43	10.96	3	20	5.450	3.0
011	Anillo	30	San Marcos - Col. San Luis	2.142	119	4.651	1.680	6.331	65	1.522	71.55	25.85	4.16	5	22	3.750	1.9
012	Anillo	24	Col. Ma Cambrés - Mercado Central	23.41	73	3.415	1.660	5.075	48	1.124	71.15	34.58	4.52	8	9	2.400	2.1
017	Regular	21	Par. Terminal - Mercado Central	2.26	124	1.761	1.167	2.557	26	588	53.46	44.88	4.35	10	13	1.300	1.9
013A	Anillo	24	St. Teodoro - Terminal de Ote	37.47	95	400	91	498	18	674	22.67	5.00	0.74	15	6	900	0.5
013B	Anillo	24	Santiago Tezcuapalcos - Centro	36.17	109	11.540	6.039	17.588	73	2.640	158.21	82.73	6.66	5	22	3.650	4.8
022	Regular	40	Col. Santa Cruz - Pto. Ciudad	20.79	85	10.161	9.309	19.470	137	2.848	74.17	67.95	6.84	2	43	6.850	2.8
036	Regular	43	San Marcos - Col. Miravalle	26.65	100	10.899	8.368	18.467	113	3.011	89.37	74.05	6.13	3	33	5.650	3.3
035	Regular	4	Pto. San Esteban - Mercado Central	8.95	61	1.500	1.207	2.716	18	150	83.83	67.06	18.07	12	5	900	3.0
037	Anillo	2	Centro - Castas - Mercado Central	16.43	124	500	407	913	6	99	84.31	67.83	9.26	30	1	300	3.0
042	Anillo	1	Col. Estrella - Mercado Central	6.50	49	478	382	860	9	62	53.11	42.44	13.85	30	2	450	1.9
049	Anillo	24	Col. Santa Marta - Mercado Central	5.36	53	6.089	4.871	10.960	77	413	79.08	63.26	26.56	4	14	3.850	2.8
13		283				60,047	42,094	102,141	689	14,657	85.90	60.22	6.97		193	34,950	2.9
RUTAS SECTOR ORIENTE - AREA 2.																	
003	Anillo	50	U. Santa Mariana - Col. Atlacatl	27.16	132	8.805	9.404	18.209	87	2.363	101.21	108.09	7.71	4	33	4.350	4.1
005A	Anillo	46	Col. Amatepec - Col. Zacamit	22.14	98	6.885	5.088	11.973	72	1.594	95.61	70.67	7.51	5	20	3.600	3.3
005B	Anillo	36	Ciudad Credisa - Col. Zacamit	19.29	125	9.053	7.958	17.011	71	1.370	127.51	112.08	12.42	5	25	3.550	4.7
013	Anillo	46	Col. Santa Lucia - Hula Hula	22.26	90	8.399	6.652	15.051	98	2.181	85.70	67.88	6.90	4	23	4.600	3.0
014	Anillo	23	San Martín - Hula Hula	41.69	119	4.512	2.937	7.449	45	1.876	100.27	65.27	3.97	6	20	2.250	3.3
014A	Anillo	50	San Martín - Hula Hula	40.89	117	4.771	4.667	9.438	83	3.394	57.48	56.23	2.78	4	30	4.150	2.3
015	Anillo	14	Apaka - Parque Hula Hula	41.32	127	3.630	2.726	6.356	38	1.570	95.53	71.74	4.05	10	13	1.900	3.3
029A	Anillo	26	Col. Valle Nuevo - Col. Miravalle	31.57	120	4.404	3.624	8.028	47	1.484	93.70	77.11	5.41	8	15	2.350	3.4
029B	Anillo	8	Ilopango - Seguro Modular	38.21	114	1.376	734	2.110	22	841	62.56	33.36	2.51	15	8	1.100	1.9
029C	Anillo	5	Col. Atavista - MetroSur	27.78	94	2.425	1.180	3.605	29	806	83.62	40.69	4.47	12	8	1.450	2.5
029D	Anillo	23	República las Cañas - Metrocentro	28.34	115	1.240	546	1.795	17	482	73.47	32.12	3.73	15	8	850	2.1
029E	Anillo	30	Col. Comas - Metrocentro	28.43	95	6.201	3.787	9.988	70	1.990	88.59	54.10	5.02	4	24	3.500	2.8
029F	Anillo	40	Col. San Felipe - Metrocentro	28.34	97	3.710	1.850	5.600	46	1.304	80.65	41.05	4.30	8	12	2.300	2.4
029G	Anillo	30	Col. Jardines - Metrocentro	28.34	112	4.645	3.800	8.445	72	2.040	64.51	52.78	4.14	4	28	3.600	2.1
033A	Anillo	39	Col. Matazano - Col. Zacamit	35.10	139	4.615	3.245	7.860	59	2.071	78.22	55.00	3.80	5	28	2.950	2.1
033B	Anillo	24	Altos del Bulevar - Col. Zacamit	19.83	80	1.002	754	1.756	19	377	52.74	39.68	4.66	15	6	950	1.8
034A	Anillo	31	Terminal de Oriente - Col. San Benito	16.57	102	5.040	2.650	7.690	70	1.160	72.00	37.86	6.63	6	17	3.500	2.2
034B	Anillo		Terminal de Oriente - Col. Santa Elena	22.92	101	7.150	2.880	10	70	1.604	102.14	41.14	6.25	8	17	3.500	2.8
18						87,872	64,522	152,394	1015	28,508	86.57	63.57	5.35		335	50,750	3.0

Fig. D-1: Inventario Rutas de Buses y Análisis Operativo

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE BUSES, N° DE PASAJEROS, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros), FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	* Tipo de Ruta	No de Buses	Origen - Destino	N° de kms de Recorrido	Tiempo Viajes (min)	Pasajeros Movilizados		Total Pasajeros 7 Horas	N° de Viajes 7 Horas	Total de Kms	Promedios			Frecuenc Máxima (min)	N° de Vehículos Necesarios	Oferta Capacidad Transportada (50 asientos)	Indice de Rotación Pasajeros
						1 - 2	2 - 1				Pasaje / Viaje		Pasajeros /Kms.				
						(7)	(8)				1 - 2	2 - 1					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
RUTAS SECTOR PONIENTE.																	
01.A	Ambo	81	Col. Sta Teresa - Terminal de Guadalupe	31.03	112	2,943	2,863	5,806	49	1,520	60.06	58.43	3.82	5	23	2,450	2.4
01.B	Ambo	27	Col. Santa María - Parque Libertad	28.98	91	4,110	3,203	7,313	55	1,593	74.73	58.24	4.59	6	15	2,750	2.7
05.C	Ambo	10	Col. La Sabana - Plaza Morazan	24.25	109	4,360	6,580	10,950	100	2,458	43.60	65.90	4.45	4	22	5,000	2.3
01.A	Regular	2	Centro Cuadras - Centro(SA)	44.12	146	5,005	4,517	9,522	51	2,253	98.14	88.57	4.23	5	29	2,550	3.7
02.B	Regular	2	Centro Cuadras - Centro(SS)	44.12	141	4,514	3,505	8,100	45	1,988	100.31	79.69	4.08	6	24	2,250	3.6
5		139				20,932	20,759	41,691	300	9,812	70	69	4		113	15,000	3
87		2,609				439,654	328,490	768,144	5,651	135,607	78	58	6		1,670	282,550	3

RUTAS NO INCLUIDAS

- 00A) No fue incluida en la encuesta
- 019) Fue incluida en la encuesta, no se consideró en inventario por no llegar al centro de San Salvador
- 049) Fue incluida en la encuesta, no se consideró en inventario por no llegar al centro de San Salvador
- 077) Fue incluida en la encuesta, no se consideró en inventario por no llegar al centro de San Salvador
- 087) Fue incluida en la encuesta, no se consideró en inventario por no llegar al centro de San Salvador
- 108A) Fue incluida en la encuesta, no se consideró en inventario por llegar a una terminal
- 108C) Fue incluida en la encuesta, no se consideró en inventario por llegar a una terminal
- 168) Fue incluida en la encuesta, no se consideró en inventario por no llegar al centro de San Salvador
- 190) Fue incluida en la encuesta, no se consideró en inventario por no llegar al centro de San Salvador

Fig. D-2: Cálculo de Buses Necesarios

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE PASAJEROS, No DE BUSES, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros) FRECUENCIA ALTA (min).

Ruta	No. de Buses Existencia Actual	Origen Destino	Tiempo Viajes (min)	Frecuencia Máxima (min)	Nº de Buses Necesarios Operación	Total Existencia más 15% para Mantenimiento	No. de Buses en Exceso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
RUTAS SECTOR NORTE.							
001	44	Ayutuxtepeque - Col América	98	4	25	29	15
002	65	Ave Castro Moran - Col Costa Rica	71	2	36	41	24
002A	39	Col San Pablo - Mercado Central	75	4	19	22	17
002C	21	Av Castro Moran - Parque Hula Hula.	93	5	19	22	-1
006A	26	Mariona - Parque Hula Hula.	93	5	19	22	4
006B	25	Mariona - Parque Hula Hula	104	4	26	30	-5
020	24	Cuscatancingo - Parque Hula Hula	58	5	12	14	10
023A	17	San Ramón - Parque Hula Hula	78	8	10	12	5
023B	17	Plan del Pito - Parque Hula Hula	51	10	6	7	10
024	17	Cuscatancingo - Parque Hula Hula.	63	10	7	8	9
030	50	Col Metrópolis - Parque Libertad	84	4	21	24	26
030B	18	Ayutuxtepeque - Col Escalón	78	5	16	18	0
032	4	Col Montreal - Parque Hula Hula.	68	10	7	8	-4
13	367				223	257	110
RUTAS SECTOR NOR - PONIENTE.							
016	20	San Antonio Abad - Parque Hula Hula.	66	5	14	16	4
046A	26	San Ramón - Parque Hula Hula.	88	5	18	21	5
046B	21	San Ramón - Plaza Morazan.	78	4	20	23	-2
052A	16	R. de Flores - Redondel Artiga(Hotel)	69	9	8	9	7
052B	16	R. de Flores - Redondel Artiga(Pas)	73	9	9	10	6
5	99				69	79	20
RUTAS SECTOR NOR - ORIENTE.							
000B	12	Ciudad Delgado - U E S	89	10	9	10	2
004	67	Cdad. Delgado - Terminal de Oriente.	89	3	30	35	32
010	52	Col Colinas - Vista Hermosa	93	4	23	26	26
038A	25	San José Las Flores - Centro	122	8	15	17	8
038B	59	Apopa - Centro.	108	5	22	25	34
038C	38	Apopa - Centro.	112	5	23	26	12
043	20	Col. Los Alpes - Mercado Central.	76	12	7	8	12
109	64	Quezaltepeque - Centro.	140	3	47	54	10
115	20	Tonacatepeque - Centro.	1	12	10	12	8
9	357				186	213	144

Fig. D-2: Cálculo de Buses Necesarios

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE PASAJEROS, No DE BUSES, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros) I RECULNCIA ALTA (min).

Ruta	No. de Buses Existencia Actual	Origen Destino	Tiempo Viajes (min)	Frecuencia Máxima (min)	Nº de Buses Necesarios Operación	Total Existencia más 15% para Mantenimiento	No. de Buses en Exceso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
RUTAS SECTOR NORTE.							
001	44	Ayutuxtepeque - Col América	98	4	25	29	15
002	65	Ave Castro Moran - Col Costa Rica	71	2	36	41	24
002A	39	Col San Pablo - Mercado Central	75	4	19	22	17
002C	21	Av Castro Moran - Parque Hula Hula	93	5	19	22	-1
006A	26	Mariona - Parque Hula Hula	93	5	19	22	4
006B	25	Mariona - Parque Hula Hula	104	4	26	30	-5
020	24	Cuscatancingo - Parque Hula Hula	58	5	12	14	10
023A	17	San Ramón - Parque Hula Hula	78	8	10	12	5
023B	17	Plan del Pito - Parque Hula Hula	51	10	6	7	10
024	17	Cuscatancingo - Parque Hula Hula	63	10	7	8	9
030	50	Col Metropolis - Parque Libertad	84	4	21	24	26
030B	18	Ayutuxtepeque - Col Escalón	78	5	16	18	0
032	4	Col Montreal - Parque Hula Hula	68	10	7	8	-4
13	367				223	257	110
RUTAS SECTOR NOR - PONIENTE.							
016	20	San Antonio Abad - Parque Hula Hula	66	5	14	16	
046A	26	San Ramón - Parque Hula Hula	88	5	18	21	5
046B	21	San Ramón - Plaza Morazan	78	4	20	23	-2
052A	16	R. de Flores - Redondel Artiga(Hotel)	69	9	8	9	7
052B	16	R. de Flores - Redondel Artiga(Pas)	73	9	9	10	6
5	99				69	79	20
RUTAS SECTOR NOR - ORIENTE.							
000B	12	Ciudad Delgado - U E S.	89	10	9	10	2
004	67	Cdad Delgado - Terminal de Oriente	89	3	30	35	32
010	52	Col Colinas - Vista Hermosa	93	4	23	26	28
038A	25	San José Las Flores - Centro	122	8	15	17	8
038B	59	Apopa - Centro	108	5	22	25	34
038C	38	Apopa - Centro	112	5	23	26	12
043	20	Col Los Alpes - Mercado Central	76	12	7	8	12
109	64	Quezaltepeque - Centro	140	3	47	54	10
115	20	Tonacatepeque - Centro	120	12	10	12	8
9	357				186	213	144

Fig. D-2: Cálculo de Buses Necesarios

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE PASAJEROS, No DE BUSES, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros) FRECUENCIA ALTA (min).

Ruta	No. de Buses Existencia Actual	Origen Destino	Tiempo Viajes (min)	Frecuencia Máxima (min)	Nº de Buses Necesarios Operación	Total Existencia más 15% para Mantenimiento	No. de Buses en Exceso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
RUTAS SECTOR ORIENTE - AREA 1.							
007	34	Col Guadalupe - Paseo Escalón	102	4	26	30	4
007C	53	Col Prusia - Terminal Occidente	128	4	32	37	16
007D	44	Col Conacaste - Paseo Escalón	100	4	25	29	15
027	43	Col Paraiso - Res Los Eliseos.	91	3	30	35	9
031	29	Col Monte Carmelo - Ayutuxtepeque.	104	7	15	17	12
041A	53	Col San José - Centro	88	3	29	33	20
041B	48	Col Esques del Rio - Centro	96	5	20	23	25
041C	17	Col Unidos de Venecia - Centro	95	4	24	28	-11
041D	26	Reparto Las Margaritas - Centro	95	5	19	22	4
041d	27	Reparto Las Margaritas - Centro	95	5	19	22	5
041E	24	Canton Algodón - Centro	89	8	11	13	11
145	35	San Bartolomé Perulapia - Catedral	100	7	15	17	18
12	433				265	305	128
RUTAS SECTOR SUR.							
005	46	Col La Cima - Terminal de Oriente.	98	3	33	38	8
008	32	Rto Lomitas - Terminal de Oriente	88	4	22	25	7
028	19	Col IVU - Terminal de Oriente.	70	5	14	16	3
044A	35	Antiguo Cuscatlan - Zacamil.	104	6	18	21	14
044B	35	Antiguo Cuscatlan - Centro.	98	5	20	23	12
039	4	Huizucar - Mercado Central.	196	60	4	5	-1
6	171				111	128	43
RUTAS SECTOR SUR - PONIENTE.							
101A	35	Col Las Delicias - Centro.	108	4	27	31	4
101a	35	Col Las Delicias - Centro	93	4	24	28	7
101B	70	Col Quezaltepeque - Centro	96	2	48	55	15
101b	38	Col Alpes Suizos - Hula Hula	113	3	38	44	-6
101C	20	Hda. San José - Hula Hula	133	10	13	15	5
101D	30	Col San Antonio - Centro	122	5	25	29	1
6	228				175	202	26

Fig. D-2: Cálculo de Buses Necesarios

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
 No DE PASAJEROS, No DE BUSES, CAPACIDAD
 TRANSPORTADA (pasajeros) | FRECUENCIA ALTA (min).

Ruta	No. de Buses Existencia Actual	Origen Destino	Tiempo Viajes (min)	Frecuencia Máxima (min)	Nº de Buses Necesarios Operación	Total Existencia más 15% para Mantenimiento	No. de Buses en Exceso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
RUTAS SECTOR SUR - ORIENTE.							
000A	40	Col 10 de Octubre - Hula Hula	61	3	20	23	17
011	30	San Marcos - Col. San Luis	110	5	22	25	5
012	24	Col. Mil Cumbres - Mercado Central	73	8	9	10	14
017	21	Panchimalco - Mercado Central	124	10	13	15	6
021A	24	S. Texacuangos - Terminal de Ote	95	15	6	7	17
021B	23	Santiago Texacuangos - Centro	109	5	22	25	-2
022	48	Col. Santa Clara - Rto. Libertad	85	2	43	49	-1
026	41	San Marcos - Col. Miralvalle	100	3	33	38	3
035	4	Rto. San Patricio - Mercado Central	61	12	5	6	-2
037	2	Cantón Casitas - Mercado Central	124	30	4	5	-3
047	3	Col. Esmeralda - Mercado Central	49	30	2	2	1
048	23	Col. Santa Marta - Mercado Central	53	4	14	16	7
13	283				193	221	62
RUTAS SECTOR ORIENTE - AREA 2.							
003	50	U. Sierra Morena - Col. Atzacatl.	132	4	33	38	12
009A	36	Col. Amatepec - Col. Zacamil.	98	5	20	23	13
009B	36	Ciudad Credisa - Col. Zacamil	125	5	25	29	7
013	46	Col. Santa Lucía - Hula Hula	90	4	23	26	20
014	23	San Martín - Hula Hula	119	6	20	23	0
014A	50	San Martín - Hula Hula	117	4	30	35	16
015	14	Apulo - Parque Hula Hula	127	10	13	15	-1
029A	26	Col. Valle Nuevo - Col. Miralvalle	120	8	15	17	9
029B	8	Ilopango - Seguro Modular	114	15	8	9	-1
029C	5	Col. Altavista - MetroSur	94	12	8	9	-4
029D	23	Reparto Las Cañas - Metrocentro	115	15	8	9	14
029E	30	Col. Cimas - Metrocentro	96	4	24	28	2
029F	30	Col. San Felipe - Metrocentro	97	8	12	14	16
029G	30	Col. Jardines - Metrocentro	112	4	28	32	-2
033A	39	Col. Matazano - Col. Zacamil.	139	5	28	32	7
033B	24	Altos del Bulevar - Col. Zacamil	80	15	6	7	17
034A	31	Terminal de Oriente - Col. San Benito.	102	6	17	20	11
034B	31	Terminal de Oriente - Col. Santa Elena.	101	6	17	20	11
18	532				335	365	147

Fig. D-2: Cálculo de Buses Necesarios

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
 No DE PASAJEROS, No DE BUSES, CAPACIDAD
 TRANSPORTADA (pasajeros) F FRECUENCIA ALTA (min).

Ruta	No. de Buses Existencia Actual	Origen Destino	Tiempo Viajes (min)	Frecuencia Máxima (min)	Nº de Buses Necesarios Operación	Total Existencia más 15% para Mantenimiento	No. de Buses en Exceso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
RUTAS SECTOR PONIENTE.							
042A	30	Col Sta Teresa - Terminal de Oriente	112	5	23	26	4
042B	22	Col Santa Monica - Parque Libertad	91	6	15	17	5
042C	37	Col La Sabana - Plaza Morazan	86	4	22	25	12
079A	25	Cantón Lourdes - Centro(SS)	146	5	29	33	-8
079B	25	Cantón Lourdes - Centro(SS)	141	6	24	28	-3
5	139				113	128	10
87	2.609				1.670	1.919	691

Fig. D-3: Inventario Rutas de Microbuses y Análisis Operativo

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE BUSES, N° DE PASAJEROS, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros), FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	Tipo de Ruta	No de Micro-buses	Origen - Destino	N° de Viajes	N° de kms de Recorrido	Tiempo Viajes (min)	Pasajeros Movilizados		Total Pasajeros	Total Viajes	Total de Kms	Promedios			Frecuenc Máxima (min)
							1 - 2	2 - 1				Pasaje / Viaje		Pasajeros /Kms.	
												1 - 2	2 - 1		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
RUTAS SECTOR NORTE.															
2A		18	Mojabanos - Centro	5	13 05	40	647	522	1,169	72	940	8 99	7 25	1 24	20
6-VII		11	Col. Villa Hermosa - Parque Hula Hula	10	23 56	70	1,114	899	2,013	155	3,652	7 19	5 80	0 55	7
6-CI		4	Col. Ciudad Futura - Hula Hula	10	23 56	70	1,690	1,362	3,052	235	5,537	7 19	5 80	0 55	4
6-A		20	Monte Carmelo - Parque Hula Hula	10	17 07	70	719	580	1,299	100	1,707	7 19	5 80	0 76	5
9		20	Col. Zecamil - Parque Libertad	12	12 00	70	1,007	812	1,818	168	2,016	5 99	4 83	0 90	5
20		15	Cuscatlaningo - Parque Hula Hula	15	8 07	25	1,150	928	2,078	240	1,937	4 79	3 86	1 07	3
23		4	Col. San Miguel - Parque Hula Hula	8	13 53	60	1,510	1,217	2,727	168	2,273	8 99	7 25	1 20	4
23A		20	Cantón El Andes - Parque Hula Hula	8	13 52	30	719	580	1,299	80	1,082	8 99	7 25	1 20	10
24		14	Cuscatlaningo - Parque Hula Hula	14	9 05	45	503	406	909	98	948	5 14	4 14	0 96	7
24A		14	Cuscatlaningo - Parque Hula Hula	12	8 07	45	503	406	909	84	678	5 99	4 83	1 34	5
30A		65	Col. Zacamil - Salandra	8	20 39	60	2,337	1,884	4,221	260	5,301	8 99	7 25	0 80	3
32		37	Col. Montreal - Parque Hula Hula	11	10 50	50	1,330	1,072	2,403	204	2,137	6 54	5 27	1 12	5
33A		37	San Ramón - Parque Hula Hula	8	13 53	60	1,330	1,072	2,403	148	2,002	8 99	7 25	1 20	4
33B		14	San Roque - Parque Hula Hula	8	13 52	60	503	406	909	56	757	8 99	7 25	1 20	4
14		419					15,062	12,145	27,207	2,068	30,964	7.28	5.87	0.88	
RUTAS SECTOR NOR - PONIENTE.															
16		11	Col. San Antonio Abad - Centro	10	13 94	70	295	326	621	55	767	5 37	5 92	0 61	7
26		25	Col. Miravalles - Centro	10	17 26	60	671	740	1,411	125	2,158	5 37	5 92	0 65	4
46A		25	San Ramón - Parque Hula Hula	10	15 73	60	671	740	1,411	125	1,966	5 37	5 92	0 72	4
46C		26	San Ramón - Plaza Morazan	10	15 56	60	698	770	1,468	130	2,075	5 37	5 92	0 71	4
53		16	Res. San Pedro - Plaza Morazan	10	14 41	60	429	474	903	80	1,153	5 37	5 92	0 78	4
53A		17	Res. San Pedro - Plaza Morazan	10	14 68	60	456	503	960	85	1,248	5 37	5 92	0 77	4
6		120					3,220	3,554	6,774	600	9,366	5.37	5.92	0.72	
RUTAS SECTOR NOR - ORIENTE.															

*Se considera que el 2% de las unidades se encuentra en funcionamiento o en mantenimiento

Fig. D-3: Inventario Rutas de Microbuses y Análisis Operativo

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE BUSES, Nº DE PASAJEROS, CAPACIDAD
TRANSPORTALIA (pasajeros), FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	Tipo de Ruta	No de Microbuses	Origen - Destino	Nº de Viajes	Nº de kms de Recorrido	Tiempo Viajes (min)	Pasajeros Movilizados		Total Pasajeros	Total Viajes	Total de Kms	Promedios			Frecuencia Máxima (min)
							1 - 2	2 - 1				Pasaje / Viaje		Pasajeros /Kms.	
												1 - 2	2 - 1		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
4		20	Col Las Colinas - Hospitales	10	27.87	70	577	321	898	100	2,787	5.77	3.21	0.32	4
4 I		16	Estación Leobardo - Terminal de Ote	8	19.86	75	1,615	899	2,513	280	5,561	5.77	3.21	0.45	3
10		11	Urbanización Gaudin - Centro	8	14.92	70	375	209	583	52	776	7.21	4.01	0.75	10
38A		40	San José Las Flores - Centro	8	29.71	85	1,384	770	2,154	192	5,704	7.21	4.01	0.38	5
38B		40	Col San Andrés - Centro	9	27.37	100	865	482	1,347	135	3,695	6.41	3.57	0.36	4
38C		40	República de Verde - Centro	9	30.58	90	1,153	642	1,795	180	5,504	6.41	3.57	0.33	4
38D		40	Col Chiriquí - Centro	9	29.80	90	807	440	1,257	126	3,755	6.41	3.57	0.33	6
38E		40	Col Valle del Sol - Centro	8	29.80	90	1,211	674	1,885	168	5,006	7.21	4.01	0.33	3
38F		40	Rto Los Angeles - Centro	8	26.41	100	951	530	1,481	132	3,486	7.21	4.01	0.42	6
43		11	Col Los Alpes - Mercado Central	12	5.50	60	894	498	1,391	186	1,023	4.81	2.68	1.36	3
45A		4	Cantón La Cabaña - Centro	6	24.69	70	115	64	180	12	296	9.61	5.35	0.61	
108		40	Quezaltepeque - Centro	8	51.07	94	1,153	642	1,795	160	8,171	7.21	4.01	0.22	4
115		17	Tonacatepeque - Centro	7	33.57	100	490	273	763	60	1,997	8.24	4.59	0.38	8
13		402					11,590	6,453	18,043	1,783	47,763	6.50	3.62	0.38	
RUTAS SECTOR ORIENTE - AREA 1.															
7A		25	Col El Pejeño - Centro	8	24.45	70	1,044	576	1,620	100	2,445	10.44	5.76		5
19		40	Cantón Plan del Pino - Centro	9	18.46	120	2,046	1,129	3,176	221	4,070	9.28	5.12	0.78	5
41A		78	Col San José - Centro	10	24.53	75	3,258	1,797	5,055	390	9,567	8.35	4.61	0.53	3
41B		67	Col Bosques del Río - Centro	10	28.75	75	2,798	1,544	4,342	335	9,631	8.35	4.61	0.45	5
41C		50	Col Guayacán - Centro	10	18.40	60	2,088	1,152	3,240	250	4,600	8.35	4.61	0.70	4
41E		51	Col Montes IV - Centro	8	17.02	80	2,130	1,175	3,305	204	3,472	10.44	5.76	0.95	3
41G		36	Col Prados IV - Centro	8	17.45	70	1,504	830	2,333	144	2,513	10.44	5.76	0.93	4
41E		52	Col Montes IV - Centro	9	17.02	70	2,172	1,198	3,370	234	3,983	9.28	5.12	0.85	4
8		408					17	9,402	26,441	1,878	40,281	9.07	5.01	0.86	
RUTAS SECTO															

*Se considera que el 21% de las unidades se encuentra sin funcionar o en mantenimiento

Fig. D-3: Inventario Rutas de Microbuses y Análisis Operativo

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE BUSES, N° DE PASAJEROS, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros), FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	Tipo de Ruta	No de Microbuses	Origen - Destino	N° de Viajes	N° de kms de Recorrido	Tiempo Viajes (min)	Pasajeros Movilizados		Total Pasajeros	Total Viajes	Total de Kms	Promedios			Frecuencia Máxima (min)
							1 - 2	2 - 1				Pasaje / Viaje		Pasajeros /Kms.	
												1 - 2	2 - 1		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
5		31	Col Rubio - Parque Libertad	14	18.62	60	1.877	1.651	3.529	273	5,083	6.88	6.05	0.69	3
35		11	Col San Patricio - Mercado Central	1	8.35	50	770	678	1,448	96	802	8.02	7.06	1.81	5
39		25	Hozuecar - Mercado Central	3	14.96	120	1.203	1.059	2,262	38	561	32.09	28.23	4.03	15
48		29	Col Santa Marta - Mercado Central	8	6.41	25	1,396	1,228	2,624	116	744	12.03	10.59	3.53	3
4		109					5,247	4,616	9,863	523	7,189	10.03	8.83	1.37	
RUTAS SECTOR SUR - PONIENTE.															
44		11	Antigua Cuscatlan - Metrocentro	11	21.40	81	2,440	2,365	4,805	240	6,816	10.17	9.86	0.71	2
54A		11	Col S. Coma - Parque San Martín	12	11.07	42	447	434	881	66	731	6.78	6.57	1.21	4
54B		11	Col Jardines de Hula - Col Paraiso	18	6.84	38	529	512	1,041	117	800	4.52	4.38	1.30	4
54AS		10	Col Sabana - Parque San Martín	12	11.07	42	407	394	801	60	664	6.78	6.57	1.21	4
77		42	Cantón Montas - Santa Tecla	12	12.73	70	1,708	1,656	3,364	252	3,208	6.78	6.57	1.05	10
101B		50	Col Alpes Suizos - Parque Hula Hula	7	30.22	80	2,033	1,971	4,005	175	5,289	11.62	11.26	0.71	3
101C		64	Col San Miguel - Parque Hula Hula	10	28.41	80	2,603	2,523	5,126	320	9,091	8.13	7.88	0.56	5
7		250					10,187	9,856	20,023	1,230	26,599	8.27	8.01	0.75	
RUTAS SECTOR SUR - ORIENTE.															
A 1		27	Olocuita - Hula Hula	8	27.61	35	1,044	588	1,632	108	2,982	9.66	5.44	0.55	5
11		51	Col 10 de Octubre - Parque Hula Hula	14	17.67	70	3,595	2,025	5,621	651	11,503	5.52	3.11	0.49	3
11B		56	Col 10 de Octubre - Parque Hula Hula	6	16.64	48	2,165	1,220	3,384	168	2,796	12.89	7.26	1.21	3
12		25	Planes de Renderos - Centro	10	23.41	30	966	544	1,511	125	2,926	7.73	4.36	0.52	10
17A		34	Panchoalco - Centro	8	23.05	50	1,314	740	2,055	136	3,216	9.66	5.44	0.64	10
17B		31	Rosario de Mora - Centro	8	37.00	70	1,198	675	1,874	124	4,588	9.66	5.44	0.41	10
21		37	Santo Tomas - Centro	8	36.17	40	1,276	719	1,994	132	4,774	9.66	5.44	0.42	5
7		299					11,559	6,512	18,071	1,444	32,788	8.00	4.51	0.55	

Fig. D-3: Inventario Rutas de Microbuses y Análisis Operativo

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE BUSSES, Nº DE PASAJEROS, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros), FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	Tipo de Ruta	No de Microbuses	Origen - Destino	Nº de Viajes	Nº de kms de Recorrido	Tiempo Viajes (min)	Pasajeros Movilizados		Total Pasajeros	Total Viajes	Total de Kms	Promedios			Frecuencia Máxima (min)
							1 - 2	2 - 1				Pasaje / Viaje		Pasajeros /Kms.	
							(8)	(9)				(13)	(14)		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
RUTAS SECTOR ORIENTE - AREA 2.															
1		10	San Mateo - Centro	10	27.16	40	1,321	970	2,290	165	4,481	8.00	5.88	0.51	3
3		1	San Mateo - Hospitales	10	20.00	40	680	500	1,180	85	1,700	8.00	5.88	0.69	6
297		500	San Mateo - Centro	9	21.01	70	4,322	3,174	7,496	486	10,211	8.89	6.53	0.73	3
241		1	San Mateo - Microcentro	9	28.34	85	1,881	1,381	3,262	212	5,994	8.89	6.53	0.54	4
29		1	San Mateo - Centro	9	28.34	85	1,001	735	1,735	113	3,188	8.89	6.53	0.54	7
24		4	San Mateo - Microcentro	8	28.34	85	1,601	1,175	2,776	160	4,534	10.01	7.35	0.61	5
47		24	Terminal de Oriente - Ciudad Media	8	31.03	80	2,962	2,175	5,136	296	9,185	10.01	7.35	0.56	3
57		11	Terminal de Oriente - Barrio del Arroyo	11	18.34	60	1,721	1,264	2,985	237	4,337	7.28	5.34	0.69	3
140		191	San Mateo - Centro	7	40.89	90	4,722	3,468	8,190	413	16,888	11.43	8.40	0.48	5
9		505					20,211	14,840	35,051	2,168	60,519	9.33	6.85	0.58	
RUTAS SECTOR PONIENTE.															
4211		54	Residencial San Antonio - Centro	8	31.42	80	4,814	4,775	9,589	216	6,787	22.29	22.10	1.41	4
1		54					4,814	4,775	9,589	216	6,787	22.29	22.11	1.41	
69		2,566					98,910	72,161	171,061	11,906	262,252	8.31	6.06	0.65	

Fig. D-4: Cálculo de Microbuses Necesarios

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE PASAJEROS, No DE BUSES, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros) FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	No Microbuses Existencia Actual	Origen - Destino	Tiempo Viajes (min)	Frecuencia Maxima (min)	N° Microbuses Necesarios Operación	Total Existencia más 15% para Mantenimiento	N° de Microbuses en Exceso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
RUTAS SECTOR NORTE.							
2A	18	Mejicanos - Centro	40	20	2	2	16
6 VH	31	Col Villa Hermosa - Parque Hula Hula.	70	7	10	12	19
6 CF	47	Col Ciudad Futura - Hula Hula	70	4	18	20	27
6A	20	Monte Carmelo - Parque Hula Hula	70	5	14	16	4
9	28	Col Zacamil - Parque Libertad	70	5	14	16	12
20	32	Cuscatancingo - Parque Hula Hula	25	3	8	10	22
23	42	Col San Miguel - Parque Hula Hula	60	4	15	17	25
23A	20	Cantón Llanitos - Parque Hula Hula	30	10	3	3	17
24	14	Cuscatancingo - Parque Hula Hula	45	7	8	7	7
24A	14	Cuscatancingo - Parque Hula Hula	45	5	9	10	4
30A	65	Col Zacamil - Salandra	60	3	20	23	42
32	37	Col Montreal - Parque Hula Hula	50	5	10	12	25
33A	37	San Ramon - Parque Hula Hula	60	4	15	17	20
33B	14	San Roque - Parque Hula Hula	60	4	15	17	-3
14	419				169	182	237
RUTAS SECTOR NOR - PONIENTE.							
16	11	Col San Antonio Abad - Centro	70	7	10	12	-1
26	25	Col Miravalles - Centro	80	4	15	17	8
46A	25	San Ramon - Parque Hula Hula	60	4	15	17	8
46C	26	San Ramon - Plaza Morazan	60	4	15	17	9
53	16	Res San Pedro - Plaza Morazan.	60	4	15	17	-1
53A	17	Res San Pedro - Plaza Morazan	60	4	15	17	0
6	120				86	97	23
RUTAS SECTOR NOR - ORIENTE.							
4	20	Col Las Colinas - Hospitales	70	4	18	20	0
4 T	56	Ciudad Delgado - Terminal de Ote	75	3	25	29	27
10	13	Urbanización Conflen - Centro	70	10	7	8	5
38A	48	San Jose Las Flores - Centro	85	5	17	20	28
38B	30	Col San Andrés - Centro	100	4	25	29	1
38C	40	Reparto Valle Verde - Centro	90	4	23	26	14
38D	28	Col Chintuc I - Centro	90	6	15	17	11
38E	42	Col Valle del Sol - Centro.	90	3	30	35	7
38F	33	Rto Los Angeles - Centro.	100	6	17	19	14
43	31	Col Los Alpes - Mercado Central	60	3	20	23	8
45A	4	Canton La Cabaña - Centro	70				4
109	40	Quezaltepeque - Centro	94	4	24	27	13
115	17	Tonacatepeque - Centro	100	8	13	14	3
13	402				232	267	135

Fig. D-4: Cálculo de Microbuses Necesarios

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE PASAJEROS, No DE BUSES, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (basados en FRECUENCIA ALTA (min))

Ruta	No. Microbuses Existencia Actual	Origen - Destino	Tiempo Viajes (min)	Frecuencia Maxima (min)	Nº Microbuses Necesarios Operación	Total Existencia más 15% para Mantenimiento	Nº de Microbuses en Exceso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
RUTAS SECTOR ORIENTE - AREA 1.							
7A	25	Col El Pepeto - Centro.	70	5	14	16	9
19	49	Cantón Plan del Pino - Centro	120	5	24	26	21
41A	78	Col San Jose - Centro	75	3	25	29	49
41B	67	Col Bosques del Rio - Centro	75	5	15	17	50
41D	50	Col Guayacan - Centro	60	4	15	17	33
41F	51	Col Montes IV - Centro	80	3	27	31	20
41G	36	Col Prados IV - Centro.	70	4	18	20	16
41E	52	Col Montes IV - Centro	70	4	18	20	32
8	408				166	178	230
RUTAS SECTOR SUR.							
5	39	Col Rubio - Parque Libertad	60	3	20	23	16
35	16	Col San Patricio - Mercado Central	50	5	10	12	4
39	25	Huizucar - Mercado Central	120	15	8	9	16
48	29	Col Santa Marta - Mercado Central	25	3	8	10	19
4	109				46	64	65
RUTAS SECTOR SUR - PONIENTE.							
44	60	Antiguo Cuscatlan - Metrocentro	88	2	44	51	9
54A	11	Col Sabana - Parque San Martín	42	4	11	12	-1
54B	13	Col Jardines de Hda - Col Paraiso	38	4	10	11	2
54AS	10	Col Sabana - Parque San Martín	42	4	11	12	-2
77	42	Cantón Moritas - Santa Tecla	70	10	7	8	34
101B	50	Col Alpes Suzos - Parque Hula Hula.	80	3	27	31	19
101D	64	Col. San Miguel - Parque Hula Hula	80	5	16	18	46
7	250				124	143	107
RUTAS SECTOR SUR - ORIENTE.							
A-1	27	Olocuilta - Hula Hula	35	5	7	8	19
11	93	Col 10 de Octubre - Parque Hula Hula.	70	3	23	27	66
11B	56	Col 10 de Octubre - Parque Hula Hula.	48	3	16	18	36
12	25	Planes de Renderos - Centro	30	10	3	3	22
17A	34	Panchimalco - Centro.	50	10	5	6	28
17B	31	Rosario de Mora - Centro	70	10	7	8	23
21	33	Santo Tomas - Centro	40	5	8	9	24
7	299				69	79	220

Fig. D-4: Cálculo de Microbuses Necesarios

DISTANCIA (Kms), TIEMPO (min), No DE VIAJES,
No DE PASAJEROS, No DE BUSES, CAPACIDAD
TRANSPORTADA (pasajeros) FRECUENCIA ALTA (min)

Ruta	No Microbuses Existencia Actual	Origen - Destino	Tiempo Viajes (min)	Frecuencia Maxima (min)	N° Microbuses Necesarios Operación	Total Existencia más 15% para Mantenimiento	N° de Microbuses en Exceso
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
RUTAS SECTOR ORIENTE - AREA 2							
3	33	Col Sierra Morena - Centro	40	3	13	15	18
9A	17	Ciudad Credisa - Hospitales	40	6	7	8	9
29A	108	Col Valle Nuevo - Centro	70	3	23	27	81
29B	47	Col Cimas - Metrocentro	85	4	21	24	23
29C	25	Rio Las Cañas - Metrocentro	85	7	12	14	11
29F	40	Col San Felipe - Metrocentro	85	5	17	20	20
42	74	Terminal de Oriente - Ciudad Merlot	80	3	27	31	43
52	43	Terminal de Ote - Redondel Artiga	60	3	20	23	20
140	118	San Martin - Centro	90	5	18	21	97
9	505				168	183	322
RUTAS SECTOR PONIENTE.							
42B	54	Residencial San Antonio - Centro	80	4	20	23	31
1	54				20	23	31
69	2,566				1,049	1,208	1,360



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

CAPITULO VI

**TEMA: PROPUESTA DE REORDENAMIENTO
DEL TRANSPORTE COLECTIVO**

Ing. Enrique Salcedo Martínez

Junio, 1997



CAPITULO VI

PROPUESTA DE REORDENAMIENTO DEL TRANSPORTE COLECTIVO

Fig. 6-1: Lista de Zonas Postales y Municipios

No. de Zona Postal o Municipio	Nombre
1	San Salvador - Zona Postal 1
2	San Salvador - Zona Postal 2
3	San Salvador - Zona Postal 3
4	San Salvador - Zona Postal 4
5	San Salvador - Zona Postal 5
6	San Salvador - Zona Postal 6
7	San Salvador - Zona Postal 7
8	San Salvador - Zona Postal 8
9	San Salvador - Zona Postal 9
10	San Salvador - Zona Postal 10
11	San Salvador - Zona Postal 11
12	San Salvador - Zona Postal 12
13	San Salvador - Zona Postal 13
14	San Salvador - Zona Postal 14
15	Santa Tecla
16	Antiguo Cuscatlan
17	San Marcos
18	Santo Tomas
19	Santiago Texacuangos
20	Ilopango
21	San Martin
22	Soyapango
23	Ciudad Delgado
24	Mejicanos
25	Cuscatancingo
26	Ayutuxtepeque
27	Apopa
28	Nejapa
29	Tonacatepeque
30	Quezaltepeque
31	San Matias
32	San Juan Opico
33	Ciudad Arce
34	Sacacoyo
35	Colon
36	Cordon

6.2 Objetivos

Conociendo la estructura operacional del Transporte Colectivo de pasajeros por vehículos y la necesidad de modificarle en una forma moderada, se han tomado los siguientes objetivos en consideración:

- Reducción del congestionamiento en el centro de la Ciudad de San Salvador, especialmente en la Zona Postal No. 1.
- Mejoras para el pasajero para llegar de su origen a su destino.
- Elevación del rendimiento y del aprovechamiento de la flota rodante y su asignación a los trayectos de demanda.
- Establecimiento de una base de soluciones, que permitan reestructurar las rutas en forma moderada con los grupos de sectores (ver Capítulo V, numeral 5.2.1.1).
- Adecuación de las rutas de transporte a los deseos del público de los pasajeros, según la jerarquía de los corredores principales.

6.3 Sistema y Proceso del Trabajo

El proceso del trabajo fue desarrollado en el siguiente orden:

- a) Descripción de la Situación Actual: En donde se ha evaluado toda la información acumulada (ver numeral 6.4.1 más adelante).
- b) Criterios y Parámetros: Para obtener resultados reales y homogéneos se figuran parámetros y criterios.
- c) Calibración de la Matriz de Origen-Destino de Transporte Colectivo: Se realiza el proceso de calibración con motivo de equilibrar las encuestas al desempeño real del Transporte Colectivo.
- d) Aplicación del Modelo EMME/2: Para obtener resultados reales y homogéneos se fijaron parámetros y criterios para la simulación del sistema.
- e) Análisis de la Matriz en Términos de las Líneas de Deseo: Clasificación de la demanda y elaboración de líneas de deseo, para luego someterlos a prueba con los criterios y parámetros predeterminadas.
- f) Definición de los Corredores de Transporte y su Justificación: Esto se define de acuerdo a los parámetros y criterios aceptados.
- g) Propuesta de Nuevos Corredores y Resumen de los Resultados: Formulación de una propuesta concreta evaluada con los beneficios.

6.4 Descripción de la Situación Actual

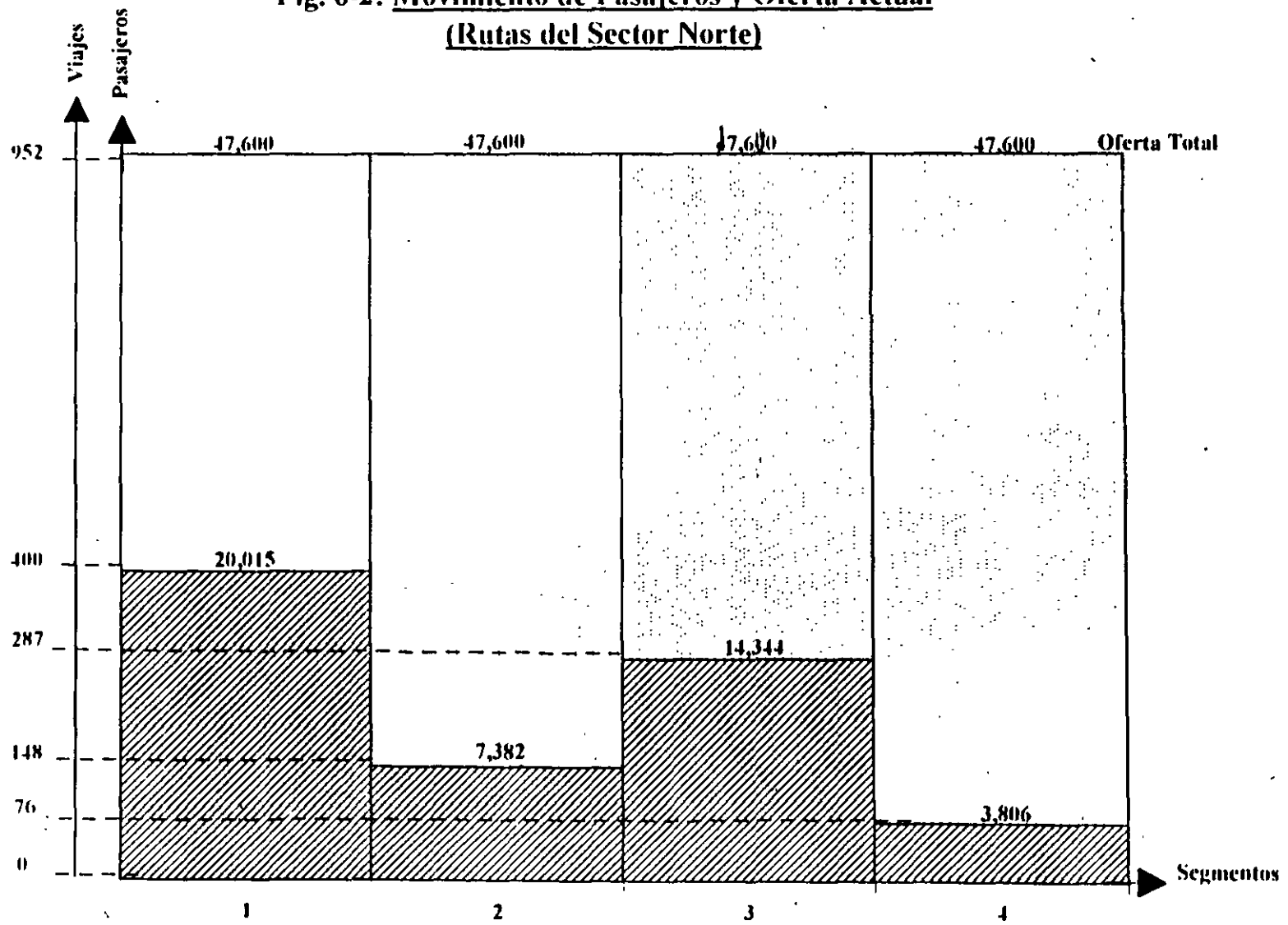
La situación actual contiene algunos aspectos y componentes, como son organizativos, operativos, sociales y económicos. Los temas que refieren a aspectos organizativos, operativos y sociales se trataron en el 3er. Informe (Diagnóstico de la Situación Actual del Tráfico y Transporte en el AMSS). Después de la realización de las encuestas y conteos de tráfico, se pudo analizar la productividad y la eficiencia del sector a nivel de ruta independiente y a nivel de grupos de rutas que prestan el servicio en el mismo corredor (ver figuras D-1 a D-4, Anexo D); con esto, más la información en general, se puede analizar lo siguiente:

Los vehículos públicos entran al centro de la Ciudad de San Salvador con un bajo número de pasajeros, pero con una cantidad alta y muy elevada de viajes (ver figuras 6-2 a 6-10). Estos muestran en la líneas verticales el número de viajes vehiculares y número de pasajeros, en las horizontales los segmentos de las rutas. Siempre, los segmentos 1 y 2 son con sentido al centro de la Ciudad y los segmentos 3 y 4 procedentes del centro.

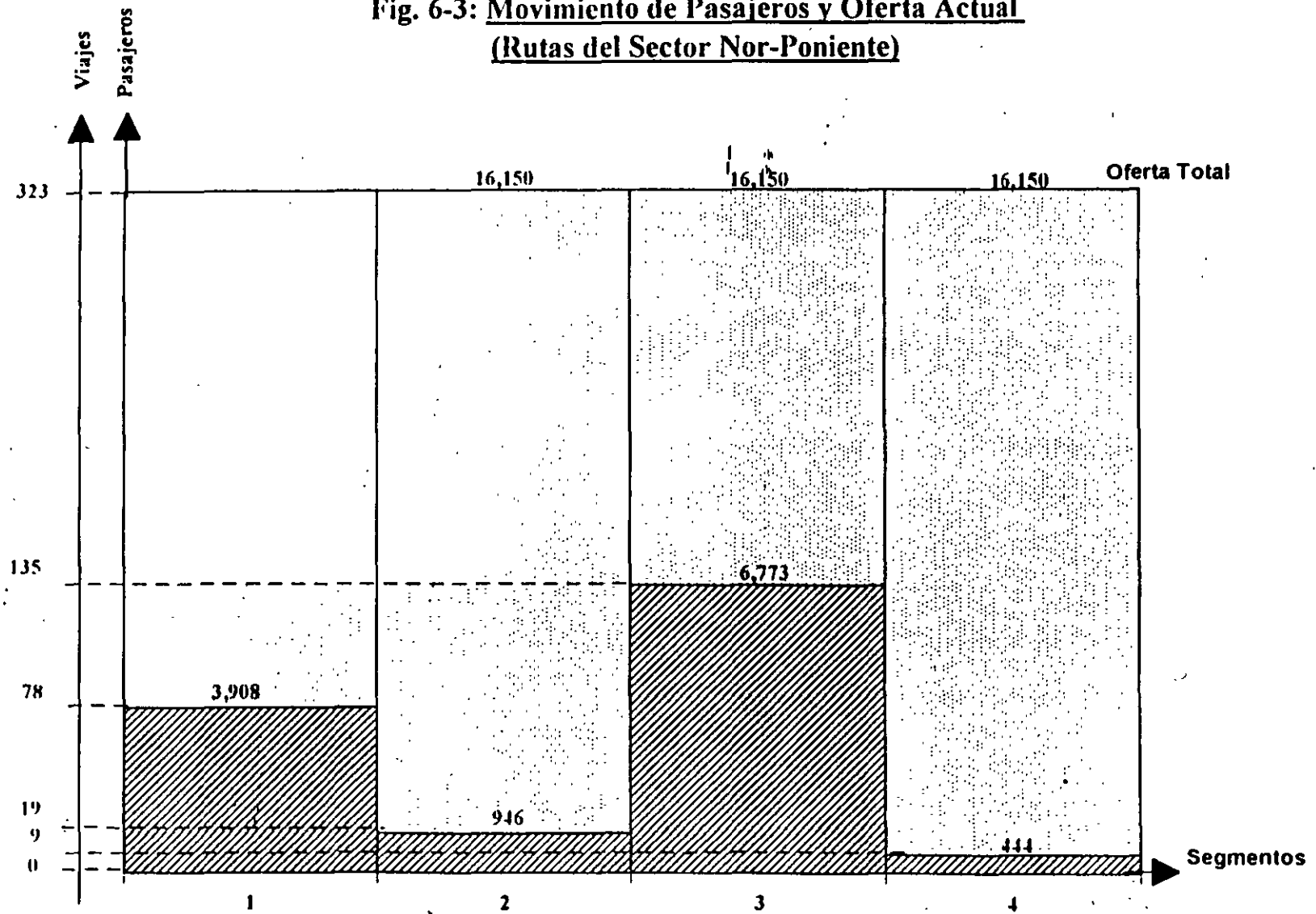
El dato de abscisa más alto, es la oferta de asientos en los buses según el número de viajes. Estos gráficos están divididos según los grupos homogéneos de las rutas por sector. Las conclusiones principales de dichos gráficos son las siguientes:

- a) Todos los grupos de las rutas entran al centro con nivel de ocupación mínimo, que varía de mínimo de 5% hasta un máximo de 52% de la capacidad vehicular, lo que indica que no se justifica tanta cantidad de viajes vehiculares al centro.
- b) La ocupación de los vehículos en los puntos más altos son de un máximo de 73% de la capacidad teórica hasta un mínimo de 24% de ocupación. Eso muestra que no hay control del suficiente de rendimiento de los vehículos y este rendimiento es relativamente bajo.

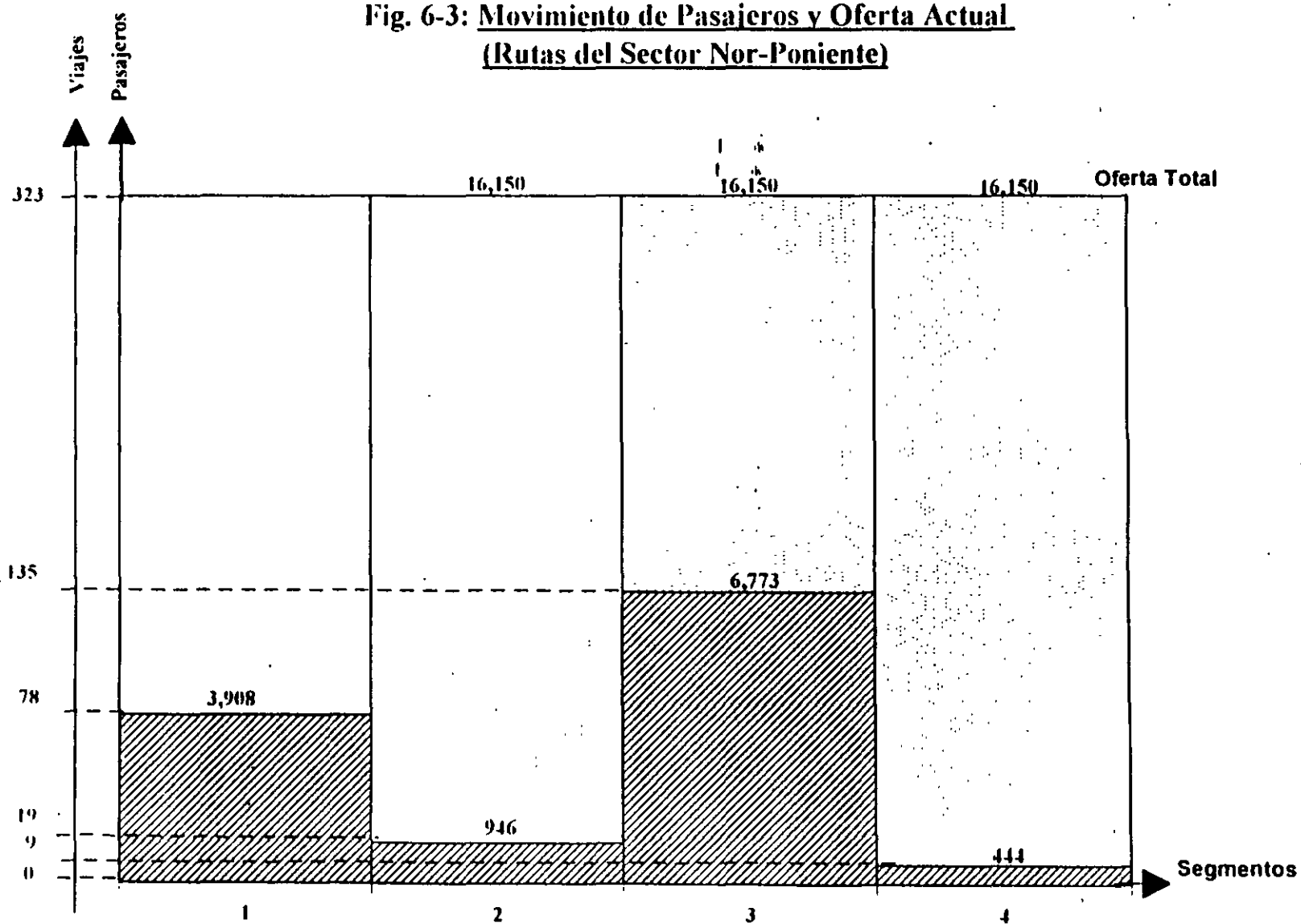
**Fig. 6-2: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Norte)**



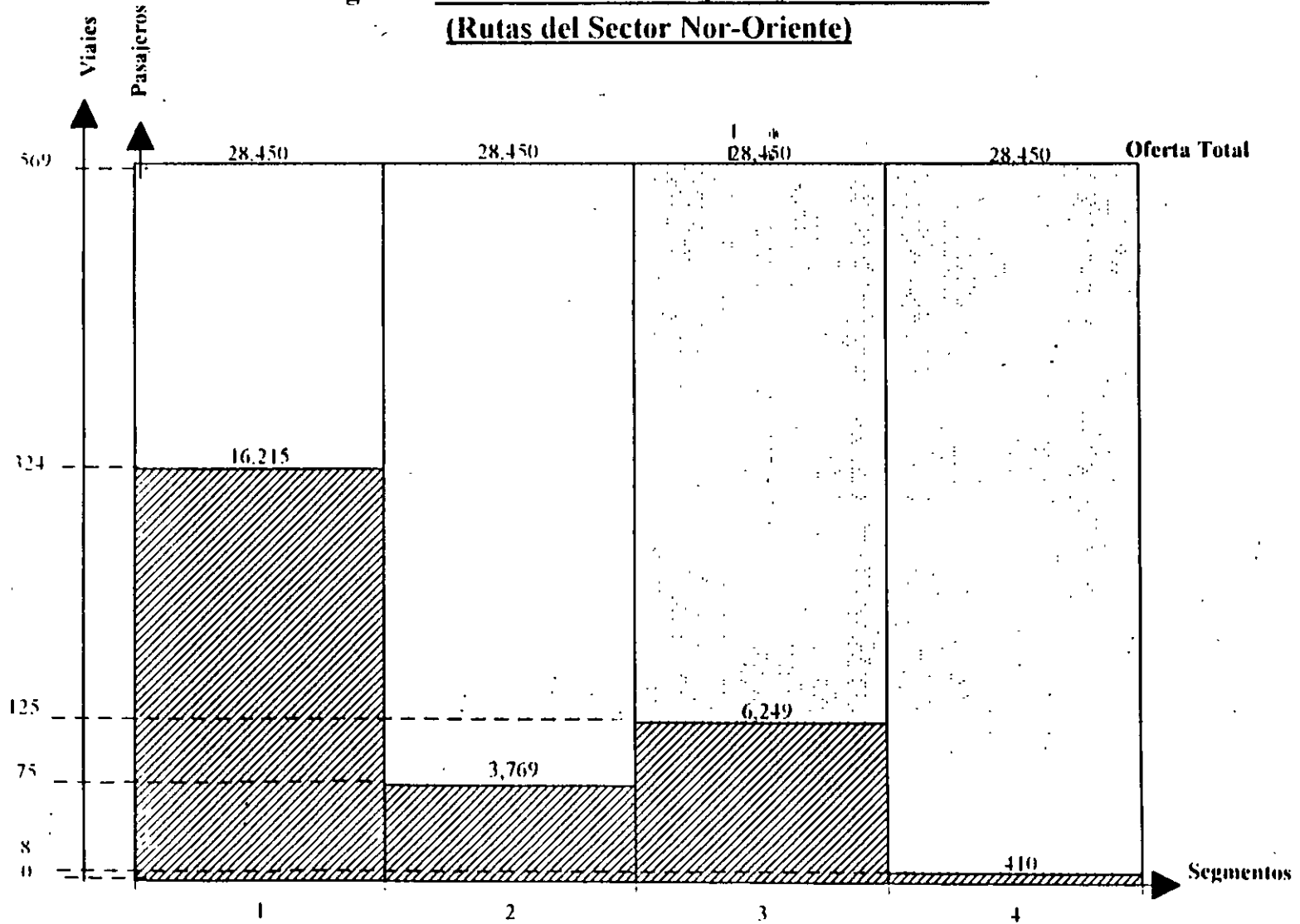
**Fig. 6-3: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Nor-Poniente)**



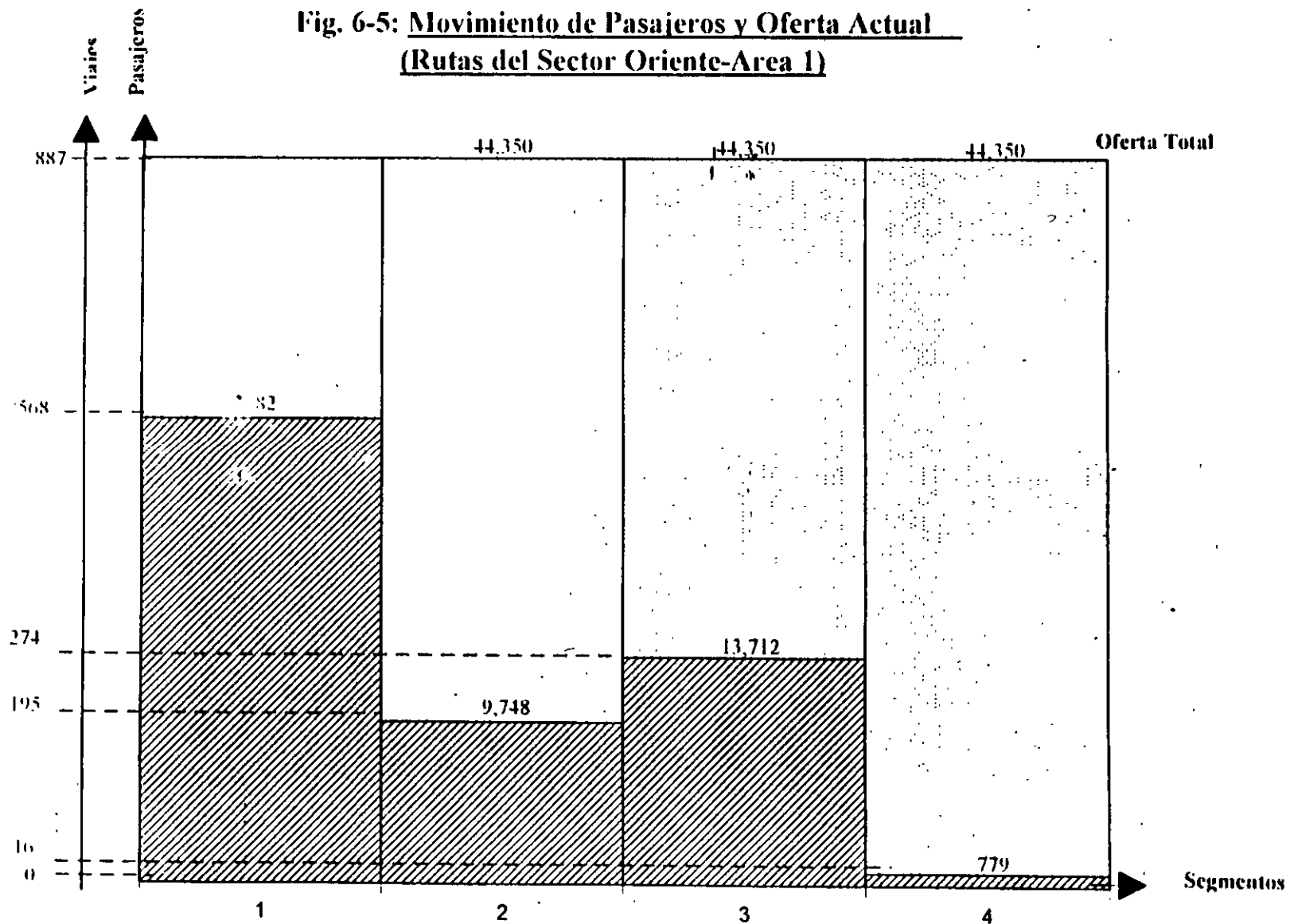
**Fig. 6-3: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Nor-Poniente)**



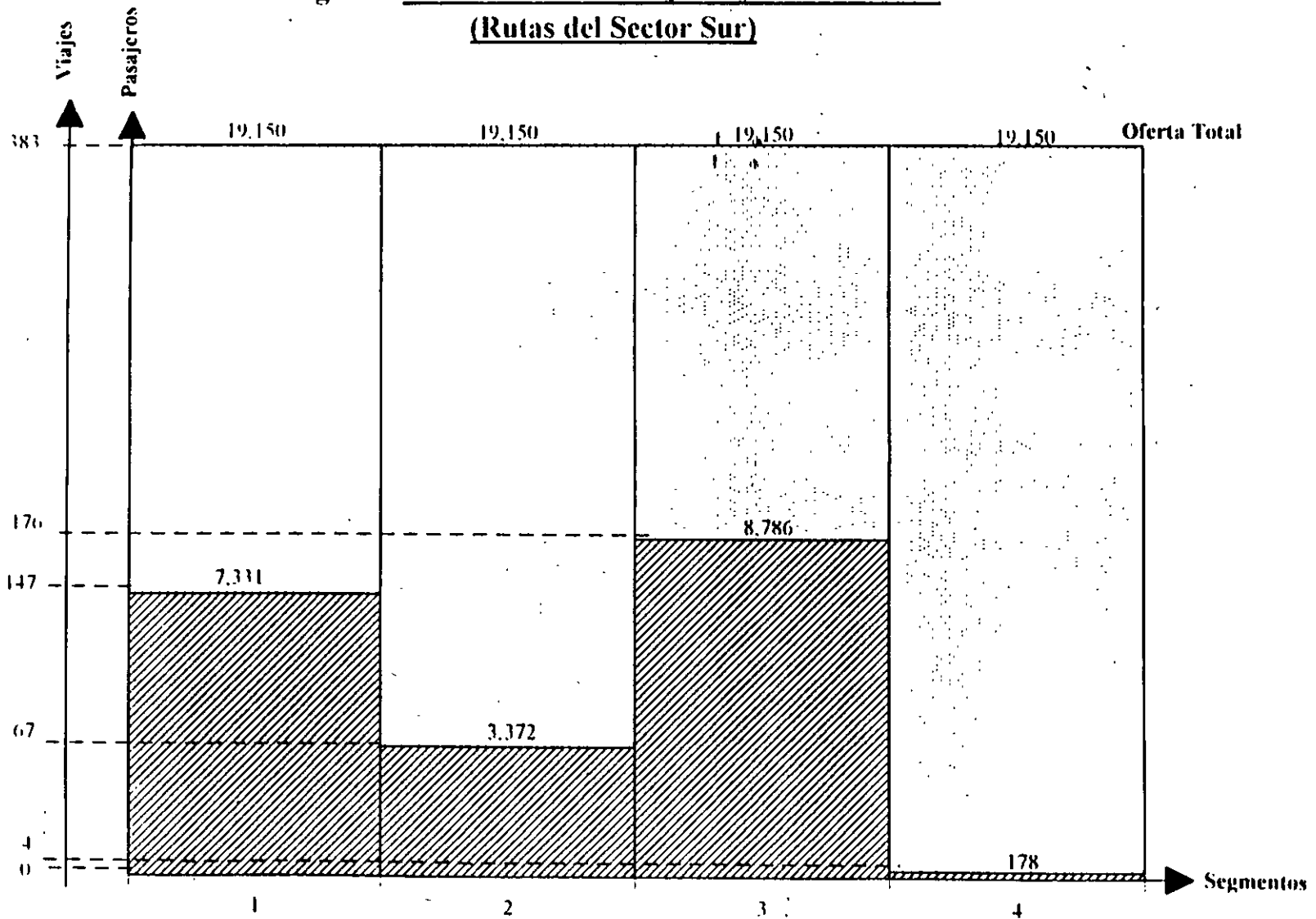
**Fig. 6-4: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Nor-Oriente)**



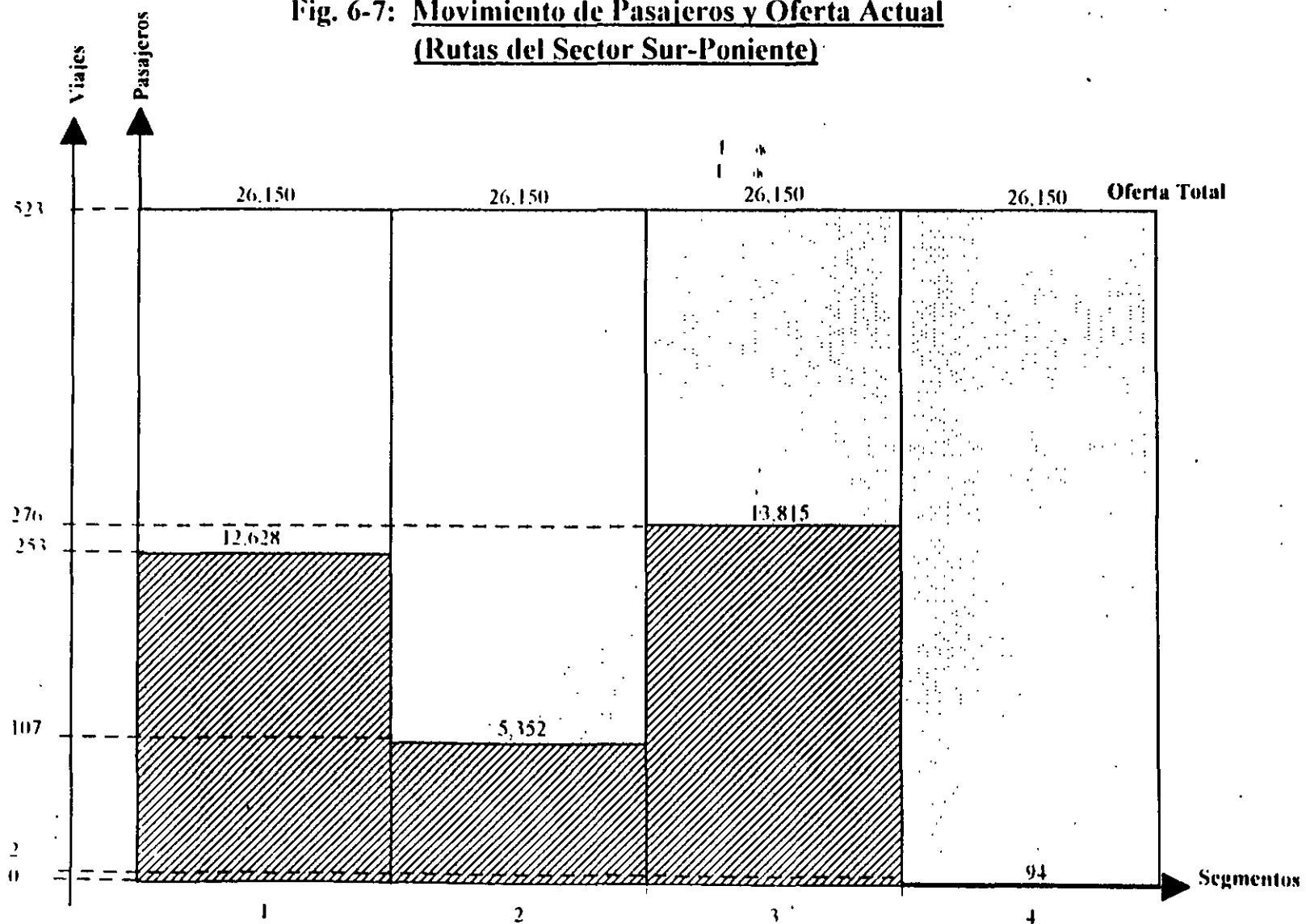
**Fig. 6-5: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Oriente-Area 1)**



**Fig. 6-6: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Sur)**



**Fig. 6-7: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Sur-Poniente)**



**Fig. 6-8: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Sur-Oriente)**

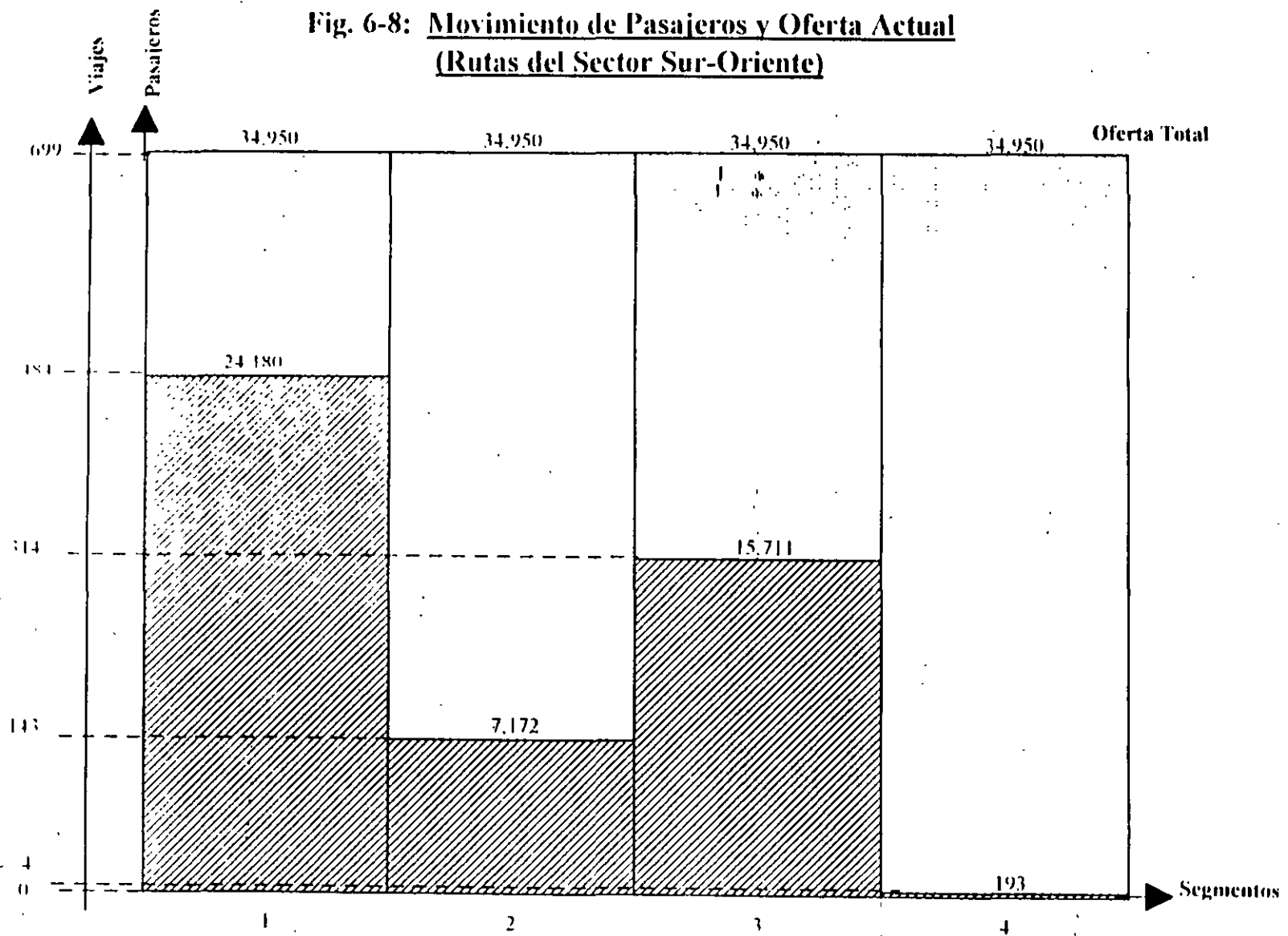
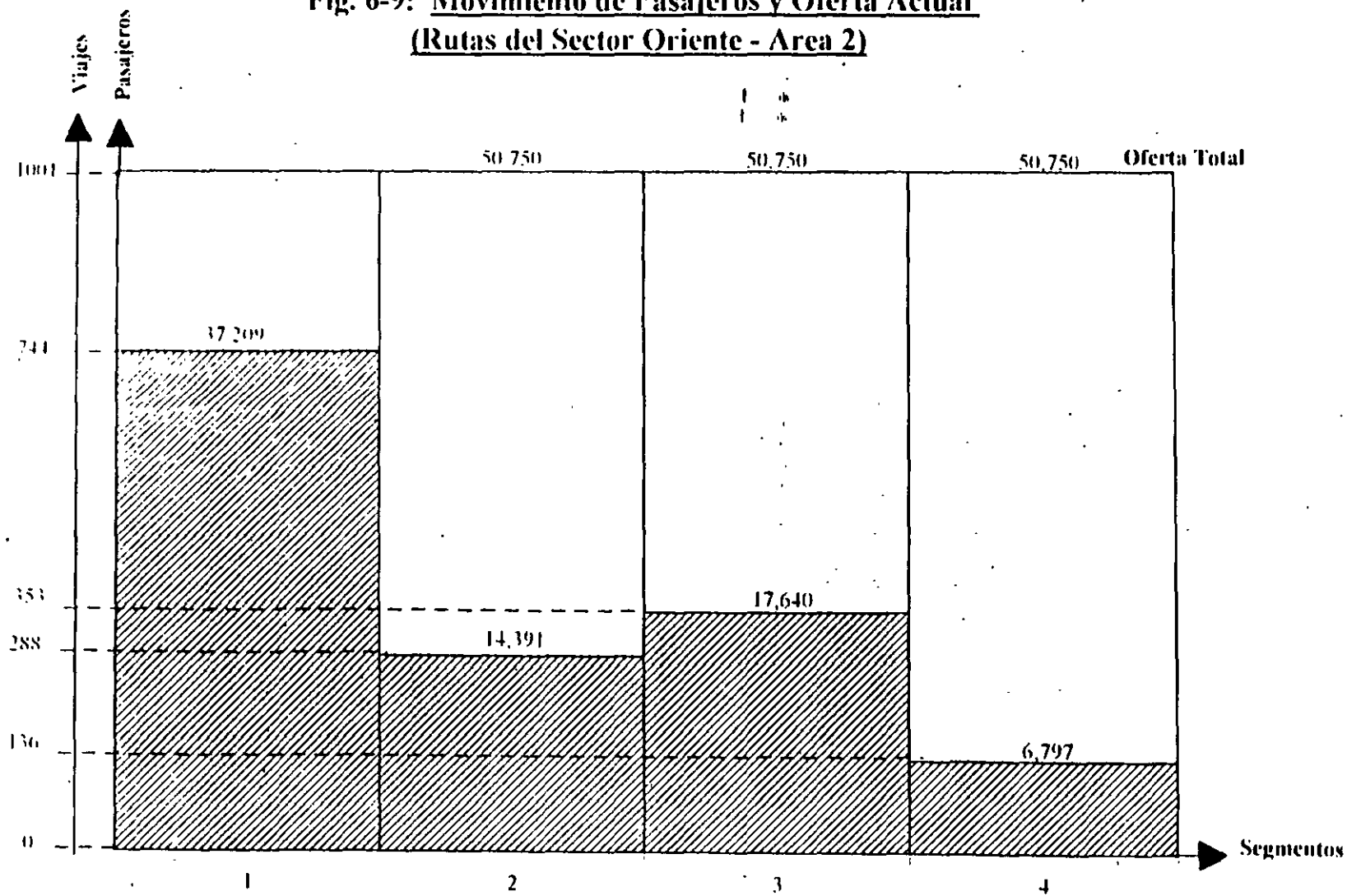
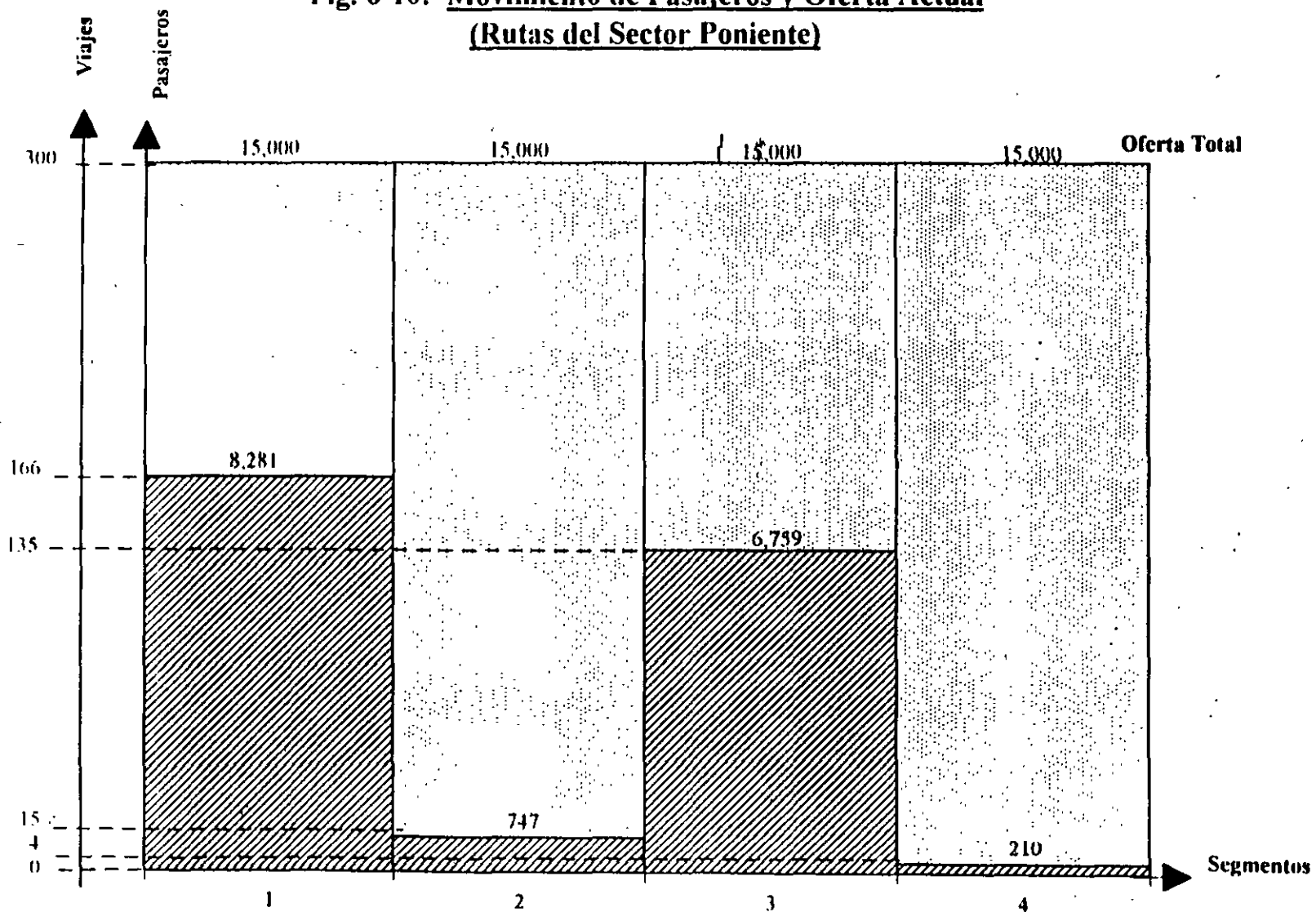


Fig. 6-9: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Oriente - Area 2)



**Fig. 6-10: Movimiento de Pasajeros y Oferta Actual
(Rutas del Sector Poniente)**



Los resultados del Capítulo V, son la información base para el Capítulo VI. por lo que las conclusiones de los valores de las figuras D-1 a D-4 (anexo D) sobre rendimiento de las rutas son iguales al que está presentado en dicho Capítulo.

Lo que vale recalcar nuevamente es el exceso de vehículos que existen y operan y en la que no hay una planificación de explotación. Parece que en el sector de buses existe un exceso de casi 700 (691) unidades vehiculares y en microbuses (solamente autorizados) 1.360 unidades. El resultado es que, sumando un total, existe una cantidad de aproximadamente 2.000 ($691+1,360=2,051$) vehículos sobrantes en la red actual de rutas.

En referencia a los datos específicos que se refieren a la situación actual¹, en la hora pico promedio entre las 6:00 a.m. y 8:00 a.m. se movilizan cerca de 150.000 pasajeros (147,000), sin tomar en cuenta el transporte interno en las zonas. De los cuales hacen transbordo cerca de 56,000 (55,940) pasajeros, sin contar el transbordo interno dentro de las zonas. Eso representa alrededor de 38% de la demanda total, que tienen que hacer transbordo en su mayoría en el centro de San Salvador. En otras palabras, cada viaje de pasajero tiene 1.38 subidas promedio.

La mayoría de las rutas son paralelas y llegan al centro, lo que la convierte en zonas principales de transbordo (ver figura 6-21 más adelante), haciendo aproximadamente 60 puntos geográficos distintos en una area de 1.6 km².

¹ Fuente: Asignacion de Viajes - modelo EMME'2.

6.5 Criterios y Parámetros

Para elaborar los resultados del análisis se han fijado algunos criterios y parámetros:

- a) Se utilizó la matriz de la demanda del origen-destino de la hora promedio de mayor movimiento (de 6:00 a.m. hasta 8:00 a.m).
- b) Se analizó la demanda a nivel de zonas postales de San Salvador y otros municipios.
- c) La demanda se integró a nivel de corredores, paralelo al grupo de rutas en sectores y se asignaron nuevos corredores que tenían las características siguientes:
 - c1) Que de respuesta a un deseo significativo de pasajeros que reduzca el transbordo, especialmente al centro de San Salvador.
 - c2) Que exista el ahorro kilómetro-pasajero y horas-pasajero.
 - c3) Que descongestione el tránsito vehicular y de pasajeros al centro.
 - c4) Que la cantidad de pasajeros que tienen el deseo de viajar de una zona a otra, no sean menos de 300 pasajeros por hora, para asegurar una frecuencia mínima.

6.6 Descripción Breve del Modelo y Programa EMME/2

6.6.1 Antecedentes

El problema del transporte urbano, especialmente en el área metropolitana como el AMSS, es muy complejo por su gran población y mucha actividad urbana. Este problema posee dos componentes principales.

- El lado de la oferta: representado por un sistema de rutas, en la mayoría de casos por buses (pero en ciertos casos por otros modos de transporte colectivo), que sirven a diferentes áreas de actividades. Estas rutas funcionan en recorridos fijos, contrario de los vehículos privados los cuales establecen - cada uno - su propio recorrido.
- El lado de la demanda: representado por el número de usuarios por un tiempo determinado (hora promedio, hora pico o diariamente) que hacen viajes entre pares de origen y destino.

El producto final de la combinación de la demanda y la oferta son los volúmenes de pasajeros en las diferentes rutas que representan la elección de los usuarios.

Una regla general bien conocida es que por causas prácticas no es posible proveer conexiones directas entre todas las combinaciones de origen - destino. La consecuencia de estos es que partes de las conexiones, se producen a través de transbordos, es decir usando más de una ruta de transporte colectivo. En general este transbordo es una molestia para el usuario por diferentes causas (espera adicional, pagos extras, etc.), pero en muchos de los complejos urbanos es una parte integral y obligatoria de la realidad.

El objetivo principal de la operación correcta del sistema del Transporte Colectivo urbano integral es satisfacer la demanda con el mínimo de recursos, velando o cuidando el nivel de servicio razonable. Entre los parámetros aceptables conocidos para medir la eficiencia de la operación del sistema es la optimización de la flota rodante y su aprovechamiento, disminución del tiempo de viajes del pasajero (como servicio directo ó rápido entre un punto estratégico a otro) y asegurando el servicio a puntos críticos de actividades principales.

La complejidad del sistema no permite analizarlo por métodos manuales y ofrecer mejorarlo por intuición personal. Es necesario llevar a cabo una simulación de los componentes del sistema, para identificar los cuellos de botella y los puntos débiles que existen, así mismo para analizar las propuestas de mejoras.

El instrumento básico para ejecutar dicha operación es la simulación del sistema por medio de programas computarizados como el paquete EMME/2.

6.6.2 Descripción de los Principios del Sistema

El programa EMME/2 es un paquete de simulación computarizado que asigna la operación real del sistema. El programa opera usando la asignación con criterios reales que orientan la conducta de los pasajeros, reacomodando su elección práctica.

El sistema contiene cuatro componentes, los cuales son los siguientes:

- La representación de la red vial, ejes principales y secundarios, colectores y distribuidores y partes del sistema vial local.
- Un sistema de rutas de transporte público asignado a la red vial. Cada ruta se identifica con su recorrido, frecuencias, paradas de ascensos y descensos.
- La división espacial del área del estudio por zonas geográficas, llamadas zonas de transporte ó tráfico, ya que los viajes de los usuarios se realizan entre estas zonas.
- La demanda de los viajes que se identifican a través de la matriz de origen - destino. A cada uno de las parejas de zonas de transporte, la matriz define el número de viajes en un periodo determinado.

El sistema de simulación funciona de la siguiente forma:

- a) A cada pareja de origen-destino se le calcula el tiempo de viaje por medio de rutas o combinaciones que estas puedan utilizar; el alto número de opciones no permite hacerlo en forma manual, por lo que el programa toma en cuenta los contactos directos y árboles de rutas (que ellas se puedan hacer transbordos).

El tiempo global de viaje es la suma de los componentes siguientes:

- Tiempo de desplazamiento en la parada cercana.
- Tiempo de espera del bus
- Tiempo de viaje (incluyendo demoras en la vía).
- Tiempo de desplazamiento al destino.

En caso de transbordo entre dos rutas, se agrega el tiempo de desplazamiento de una ruta a otra y el tiempo de espera para el nuevo viaje.

Se pueden dar criterios distintos de evaluación a componentes diferentes del tiempo, por ejemplo dándole el tiempo de espera un peso mayor que tiempo de viaje.

- b) De acuerdo a los resultados calculados se hace asignación de pasajeros sobre las diferentes rutas. El criterio principal para la asignación es el tiempo de viaje. Cuando un recorrido se caracteriza en tiempos de viajes más cortos (viajes rápidos), se aumenta el número de pasajeros inducido al dicho recorrido. Este principio refleja la posible toma de decisiones de los pasajeros en la práctica, porque el criterio principal del proceso de la selección de la ruta preferida es la disminución del tiempo de viaje.
- c) Después del proceso de la asignación, el programa EMME/2 produce una larga serie de cálculos que puntualizan la operación del sistema de transporte. Estos cálculos se presenta en cuadros en diferentes niveles de significación, como por: ruta única, combinación de rutas y al sistema en general. Paralelamente, el programa explota la descripción gráfica de los resultados de simulación a través de mapas de rutas o de corredores de rutas con los volúmenes de pasajeros en cada trayecto de la red de transporte. La exposición gráfica permite el rendimiento visual de los resultados y la identificación de los puntos críticos

Para resumir, el modelo EMME/2 es un programa de simulación, que facilita la asignación del transporte colectivo a sus recorridos y que reproduce los lineamientos de la conducta del pasajero común cuando realiza su viaje entre zonas de origen y destino, así como elige la ruta y las paradas de subidas y bajadas, con transbordos posibles entre rutas según su necesidad. El EMME/2 facilita mediciones cuantitativas y calidad del escenario que se analiza y compara entre diferentes operaciones. Además, el programa incluye medios de exposición y compaginación gráficas, que facilitan el proceso de preparación de la red así como la revisión, examen y además exposición del contenido de la circulación.

6.6.3 Calibración de la Asignación en el Modelo EMME/2

En la asignación del transporte colectivo por uso del sistema de simulación EMME/2, existen varios parámetros que representan la conducta del pasajero evitando que realicen transbordos exagerados en su viajes, así como en su tiempo de viaje, en su tiempo de espera etc. Estos parámetros son cambiables de acuerdo a la información obtenida de la conducta del pasajero.

El cambio de parámetros (calibración) se hace para reproducir aproximadamente la conducta del pasajero en base de la comparación con datos obtenidos en el campo. Todo eso sirve para construir una base de datos de apoyo, así como para controlar diferentes acontecimientos. Los datos externos que se han comparado con los datos de simulación son: el total de pasajeros que suben en las rutas de los conteos que se hizo en las diversas encuestas y el total de pasajeros de transporte colectivo en línea de cordón, como datos básicos de evaluación y calibración.

Como se deduce de la figura 6-11 a continuación, existe una relación satisfactoria entre los resultados de la asignación con los datos principales obtenidos del campo (tres líneas internas de pantalla):

Fig. 6-11: Pasajeros en Transporte Colectivo por Hora Máxima Matituna Promedio (Conteos en Pantallas y Asignación)

Sentido	Asignación (1)	Conteos (2)	Relación (2)/(1)
Al Centro	101,300	98,600	1.03
Del Centro	69,300	63,700	1.09

6.7 Líneas de Deseo de la Demanda de Transporte Colectivo

Las líneas de deseo muestran el deseo de los usuarios del Transporte Colectivo: se utilizan como una herramienta de viajes entre los orígenes y destinos, mostrando los corredores reales de los viajes y los volúmenes en cantidades en que se realizan. Las líneas de deseo definen las verdaderas rutas de los viajes y son el instrumento básico para definir los recorridos necesarios que deberán tener las rutas existentes y futuras, cuando se opera a nivel de proyecciones. Se nota que una parte de la demanda realmente desea llegar al centro de la ciudad de San Salvador (zonas postales 1 y 6), lo cual se observa en las rutas actuales.

Las figuras 6-22 hasta 6-30 presentan los deseos de viajes de las superzonas del AMSS:

- a) La figura 6-22 presenta los deseos de viajes hacia la Zona Postal No. 1 de San Salvador.
- b) La figura 6-23 presenta los deseos de San Marcos (superzona 17) a otras superzonas.
- c) La figura 6-24 presenta los deseos de San Martín (superzona 21) a otras superzonas.
- d) La figura 6-25 presenta los deseos de Soyapango (superzona 22) a otras superzonas.
- e) La figura 6-26 presenta los deseos de la Ciudad Delgado (superzona 23) a otras superzonas.
- f) La figura 6-27 presenta los deseos de Cuscatansingo (superzona 25) a otras superzonas.
- g) La figura 6-28 presenta los deseos de Apopa (superzona 27) a otras superzonas.
- h) La figura 6-29 presenta los deseos de Ilopango (superzona 20) a otras superzonas.
- i) La figura 6-30 presenta los deseos de Soyapango (superzona 22) para servicio interno.

6.8 Definición de Corredores Propuestos de Transporte y Resultados del Análisis

El estudio sobre la demanda ha indicado que las zonas que generan más pasajeros que quieren viajar directamente y sin trasladarse son:

- Ilopango y Soyapango a Santa Tecla y Antiguo Cuscatlán;
- San Marcos a Antiguo Cuscatlán y Santa Tecla;
- Apopa a Soyapango, Antiguo Cuscatlán y Santa Tecla;
- Soyapango a San Salvador;
- Cuscatancingo a Zona Postal 5 de San Salvador y servicio circular dentro de las zonas postales seleccionadas de de San Salvador.

De acuerdo a lo anterior se proponen nuevas rutas de Transporte Colectivo, las cuales son en adición a las rutas existentes (ver figura 6-31 donde se puede observar el volumen de pasajeros en la nueva red de corredores propuesta).

A continuación son presentadas las propuestas concretas de mejoramientos y ordenamientos; las cuales son producto de la necesidad de unidades de Transporte Colectivo que se tienen actualmente, por lo que el corredor propuesto satisface cada una de las zonas mencionadas en la propuesta. Todos los valores numéricos representan los volúmenes de pasajeros estimados por hora pico promedio de la mañana.

6.8.1 Propuesta No. 1: Corredor entre Zonas Postales de San Salvador

Según las figuras 6-32 y 6-33, se proponen dos corredores que circularán en sentidos contrarios y conectarán las zonas postales 5-4-3-2-9-8-7-6-5; el volumen máximo estimado es de 2.000 pasajeros para el tramo más alto.

6.8.2 Propuesta No. 2: Corredor de San Marcos a Santa Tecla

Según la figura 6-34, se propone un subcorredor que se integrará parcialmente al corredor de la figura 6-35. Este conectará entre San Marcos (superzona 17 vía zonas postales 14-3-13) a Antiguo Cuscatlán y Santa Tecla, con un volumen máximo estimado de 2.500 pasajeros.

6.8.3 Propuesta No. 3: Corredor de Ilopango a Santa Tecla

Como se observa en la figura 6-35, es un corredor desde Ilopango vía Soyapango, que pasa en los costados de las zonas postales 5-4-3-13 a Antiguo Cuscatlán y Santa Tecla. Se estima su volumen máximo en 3.200 pasajeros al destino.

6.8.4 Propuesta No. 4: Corredor de San Martín a Zona Postal No. 11

Como se observa en la figura 6-36 es un corredor desde San Martín vía Ilopango y Soyapango a las zonas postales 7-8-9-2-11. Se estima su volumen máximo de 2,600 pasajeros.

6.8.5 Propuesta No. 5: Corredor de Cuscatancingo a Zona Postal No. 5

Según la figura 6-37, es un corredor que viene de Cuscatancingo vía zonas postales 7-6-a 5 y se estima su volumen máximo en 1,600 pasajeros.

6.8.6 Propuesta No. 6: Corredor Apopa a Santa Tecla

Tal como se ve en la figura 6-38, de Apopa a Santa Tecla vía a Ciudad Delgado, zonas postales 8-9-2 y Antiguo Cuscatlán, se estima el volumen máximo de este corredor en 4.700 pasajeros.

6.8.7 Propuesta No. 7: Corredor de Apopa a Soyapango

Según la figura 6-39, es un corredor de Apopa a Soyapango vía Ciudad Delgado, con un volumen máximo estimado de 1.500 pasajeros.

6.8.8 Propuesta No. 8: Corredor Interno de Soyapango

Tal como se ve en la figura 6-30, es un corredor de transporte interno en Soyapango (superzona 22), con un volumen máximo estimado en 4.000 pasajeros. Estos viajes se realizan en cada una de las actividades que se realizan en el municipio y define una necesidad dentro de este formando un sistema interno de transporte.

Los ocho corredores nuevos propuestos presentados se resumen de acuerdo a la evaluación de los criterios predeterminados en el numeral 6-5 anteriormente, dividiendo el potencial de los pasajeros en el AMSS de la hora pico promedio de la mañana en 4 categorías, como se muestra en la figura 6-12 a continuación:

Fig. 6-12 Categoría de Viajes Personales en el AMSS

	Valor ¹⁾	%
Al Centro	27.800	16%
Directo a otras Zonas fuera del Centro	56.400	32%
Viajes Internos dentro de las Zonas	20.600	12%
Otros	71.000	40%
Total	175.800	100%

¹⁾ Estos valores están de acuerdo a la demanda actual y fueron elaborados en el modelo EMIME 2 de acuerdo a la matriz de la demanda de Viajes

6.8.9 Influencia a la Red Actual

Los corredores propuestos, han absorbido la cantidad de pasajeros, especialmente los que hacían en presente transbordos en el centro, y pocos usuarios a los cuales se les ofrecían nuevas conexiones.

Las figuras 6-40 y 6-41 muestran la red de corredores nuevos propuestos en color verde, y de donde se han absorbido los pasajeros en color rojo. Se observa visualmente el volumen de pasajeros que se trasladan a los nuevos corredores.

Como resultado de este cambio, se puede ver en la figura 6-41, como se eliminaron puntos de transbordo en el centro (en círculos rojos), y el nacimiento de puntos de transbordo, generalmente en la periferia (en círculos verdes).

6.9 Resultados Indicativos Obtenidos

Comparando entre la situación actual, operativa y la situación propuesta - todavía sin los ajustes que habrían de hacerse en los sectores actuales - la figura 6-42 muestra los volúmenes de pasajeros en la red conjunta. Vale comparar los resultados de dicha figura visualmente con la Figura 6-20 (situación actual). A continuación se presenta en la figura 6-13 los resultados comparativos principales de los dos escenarios (actual y propuesto).

Fig. 6-13: Indicadores Principales de Desempeño

Nombre del Indicador	Escenario Actual	Escenario Propuesto	Diferencia	
			Valores	%
No. de pasajeros que transbordan	55.940	45.160	-10.780	-19.27
No. promedio embarque de transbordo por viaje	1.37	1.30	-0.07	-5.33
Tiempos promedio de espera (Minutos)	1.40	1.33	-1.33	-7.74
Promedio de tiempo en viaje del Pasajero en el vehículo (minutos)	34.45	32.55	-1.90	-5.24
Pasajero-kilometros (en vehículo)	1.533.600	1.500.100	-32.600	-2.13
Pasajero-horas (en vehículo)	86.550	82.450	-4.100	-4.74
Vehículos-kilometros	64.050	70.460	+6.410	10.00
Vehículos-horas	3.625	3.745	120	3.3

Desde el punto de vista profesional se puede deducir que los resultados son significativos en favor del escenario propuesto, tomando en cuenta que es la hora pico promedio de la mañana.

6.10 Influencia de la Propuesta a la Red Actual de Rutas

Es bien conocido que el propósito de este tema es detallar la influencia sobre el transporte público que tienen las agrupaciones de las rutas existentes. luego de haber propuesto nuevos corredores de transporte colectivo.

Como existe una relación directa entre la propuesta y la situación actual, este capítulo será fundamental para el planificador, como un instrumento para poder resolver los problemas de transporte en una forma objetiva y eficiente.

Toda la información que se presenta posteriormente se obtuvo a través de la operación realizada por el sistema de simulación EMME/2.

6.10.1 Inventario Actual

El Gremio de las empresas de transporte, dividido por rutas, tiene una flota rodante dividida en dos tipos:

- a) Cerca de 2.600 (2.609) buses, de los cuales solo se necesita una existencia de aproximadamente 1.900 (1.918) incluyendo un 15 % de reserva.
- b) Cerca de 2.600 (2.566) microbuses autorizados, de los cuales se estima que son necesarios aproximadamente 1.200 (1206), incluyendo el 15% d reserva para mantenimiento (ver figuras D-1 a D-4, Anexo D, sobre cálculos de buses y microbuses). En estas condiciones se estima que existe un exceso de 700 (691) buses y 1.400 (1380) microbuses. Estos cálculos son basados en que la flota pudiera ser planificada y administrada integralmente.

6.10.2 Recursos Necesarios para el Transporte Colectivo según la Propuesta

En la propuesta se ha tomado el trayecto desde zona de origen hasta zona de destino, según la demanda en la matriz. El cálculo de recursos necesarios en el corredor propuesto, incluye los pasajeros que podrían servirse a lo largo, hecho que en planificación de rutas específicas se adopta a los recursos según el caso específico y siempre será menor del conjunto de corredores.

La propuesta está basada en el cálculo que refiere a los volúmenes más altos de pasajeros que se incorporan en el trayecto del corredor, sin tomar en cuenta cambios posibles en el sistema actual.

Fig 6-14: A - Cuadro Comparativo de Insumos entre Situación Actual y Propuesta (Simulación EMME/2)

SECTOR	Total Pasajeros que Suben			Km. - Pasajero			Hora - Pasajero			N° de Buses Necesarios			Km. - Vehiculos Necesarios			Horas - Vehiculos Necesarios		
	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %
Norte	25,870	19,600	24%	129,680	99,810	23%	9,860	7,990	19%	320	250	22%	6,040	4,800	21%	440	350	20%
Nor Poniente	6,990	3,170	55%	17,960	15,310	60%	2,360	950	60%	90	35	61%	1,500	580	61%	100	40	60%
Poniente	8,250	5,760	30%	69,250	49,910	28%	3,680	2,560	30%	70	50	29%	2,120	1,550	27%	120	80	33%
Oriente Area 1	19,480	14,050	25%	145,250	101,170	30%	11,390	7,770	32%	250	190	24%	7,020	5,300	25%	520	390	25%
Sur	9,000	6,860	24%	42,580	30,690	28%	3,390	2,440	28%	75	65	13%	1,770	1,520	14%	145	125	14%
Sur Poniente	17,010	12,610	26%	148,120	104,150	30%	7,090	4,950	30%	165	110	33%	5,050	3,360	33%	260	175	32%
Sur Oriente	11,710	8,860	24%	60,670	48,180	21%	3,570	2,700	24%	110	80	27%	2,280	1,730	24%	140	100	29%
Oriente Area 2	35,990	29,890	15%	169,640	240,490	35%	19,300	12,300	36%	490	340	31%	15,110	10,460	31%	850	580	32%
Nor Oriente	25,080	16,180	35%	230,130	146,180	36%	13,070	8,240	37%	320	210	34%	10,180	6,640	35%	490	320	35%
Otros	15,970	29,610	18%	300,110	252,110	16%	12,850	9,970	22%	390	320	18%	12,960	11,030	15%	560	460	18%
TOTAL	205,370	147,430	28%	1,533,590	1,088,220	29%	86,560	59,870	31%	2,280	1,650	28%	64,060	46,970	27%	3,625	2,620	28%

Fig. 6-14: B - Cuadro de Insumos en los Corredores Propuestos

SECTOR	Total Pasajeros que Suben	Km. - Pasajero	Hora - Pasajero	N° de Buses Necesarios	Km. - Vehiculos Necesarios	Horas - Vehiculos Necesarios
Corredor Circular	4,000	18,700	1,140	42	730	45
Corredor 29 - 27 - 22	3,350	35,700	1,390	32	1,390	56
Corredor 27 - 16 - 15	8,990	93,800	5,870	110	6,180	317
Corredor 21 - 14	13,040	119,120	6,090	120	6,790	285
Corredor 25 - 5	4,790	23,090	1,340	30	780	50
Corredor 17 - 16 - 15	3,400	28,250	1,400	45	1,540	73
Corredor 20 - 22 - 16 - 15	10,400	94,150	5,330	120	6,080	300
TOTAL	47,970	412,810	22,560	499	23,490	1,126

Fig. 6-14: **A - Cuadro Comparativo de Insumos entre Situación Actual y Propuesta (Simulación EMME/2)**

SECTOR	Total Pasajeros que Suben			Km. - Pasajero			Hora - Pasajero			N° de Buses Necesarios			Km. - Vehículos Necesarios			Horas - Vehículos Necesarios		
	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %	Actual	Propuesta	Diferenc %
Norte	25,870	19,600	24%	129,680	99,830	23%	9,860	7,990	19%	320	250	22%	6,040	4,800	21%	440	350	20%
Nor Poniente	6,990	3,170	55%	37,960	15,310	60%	2,380	950	60%	90	35	61%	1,500	580	61%	100	40	60%
Poniente	8,250	5,760	30%	69,250	49,910	28%	3,680	2,560	30%	70	50	29%	2,120	1,550	27%	120	80	33%
Oriente Area 1	19,480	14,650	25%	145,250	101,170	30%	11,390	7,770	32%	250	180	24%	7,020	5,300	25%	520	390	25%
Sur	9,000	6,860	24%	42,580	30,890	28%	3,390	2,440	28%	75	65	13%	1,770	1,520	14%	145	125	14%
Sur Poniente	17,010	12,630	26%	148,120	104,350	30%	7,090	4,950	30%	165	110	33%	5,050	3,360	33%	280	175	33%
Sur Oriente	11,710	8,860	24%	80,670	48,180	21%	3,570	2,700	24%	110	80	27%	2,280	1,730	24%	140	100	29%
Oriente Area 2	45,990	29,890	35%	369,640	240,490	35%	19,300	12,300	36%	490	340	31%	15,130	10,480	31%	850	580	32%
Nor Oriente	25,080	16,380	35%	230,130	148,180	36%	13,070	8,240	37%	320	210	34%	10,180	6,640	35%	490	320	35%
Otros	35,970	29,610	21%	300,310	252,110	16%	12,850	9,970	22%	390	320	18%	12,980	11,030	15%	560	460	18%
TOTAL	205,370	147,430	28%	1,833,690	1,088,220	29%	86,560	69,970	31%	2,280	1,650	28%	64,050	46,970	27%	3,625	2,620	28%

Fig. 6-14: **B - Cuadro de Insumos en los Corredores Propuestos**

SECTOR	Total Pasajeros que Suben	Km. - Pasajero	Hora - Pasajero	N° de Buses Necesarios	Km. - Vehículos Necesarios	Horas - Vehículos Necesarios
Corredor Circular	4,000	18,700	1,140	42	730	45
Corredor 29 - 27 - 22	3,350	35,700	1,390	32	1,390	56
Corredor 27 - 16 - 15	8,990	93,800	5,870	110	6,180	317
Corredor 21 - 14	13,040	119,120	6,090	120	6,790	285
Corredor 25 - 5	4,790	23,090	1,340	30	780	50
Corredor 17 - 16 - 15	3,400	28,250	1,400	45	1,540	73
Corredor 20 - 22 - 16 - 15	10,400	94,150	5,330	120	6,080	300
TOTAL	47,970	412,810	22,560	499	23,490	1,126

62

a) Recursos para el Conjunto de Corredores

Según el resumen de insumos (ver figuras 6-14, 6-15 y 6-16) uniendo las necesidades, se requieren para movilizar cerca de 200.000 pasajeros (147,430 + 47,970 = 195,000, según la figura 6-14) pasajeros 1.650 buses en los sectores de las rutas actuales y 500 buses en los corredores propuestos; si además agregamos el 15% de reserva, o sea 322 vehículos, llegamos a un total de 2.472 es decir nos sobran 137 buses. En conclusión se puede recomendar un tamaño total de la flota rodante de 2.500 buses, **incluyendo los corredores propuestos.**

b) Corredores Influidos (Actuales) de la Propuesta

Para recibir una comparación, cuantitativa y más porcentual sobre la influencia prevista por la propuesta, se presenta en seguida el cuadro respectivo (ver figura 6-14).

En esta comparación consideramos solamente el traslado de pasajeros de un corredor a otro, y reducción de transbordos. Es muy posible que en estudios futuros de modificación de las rutas actuales habrán más cambios puntuales.

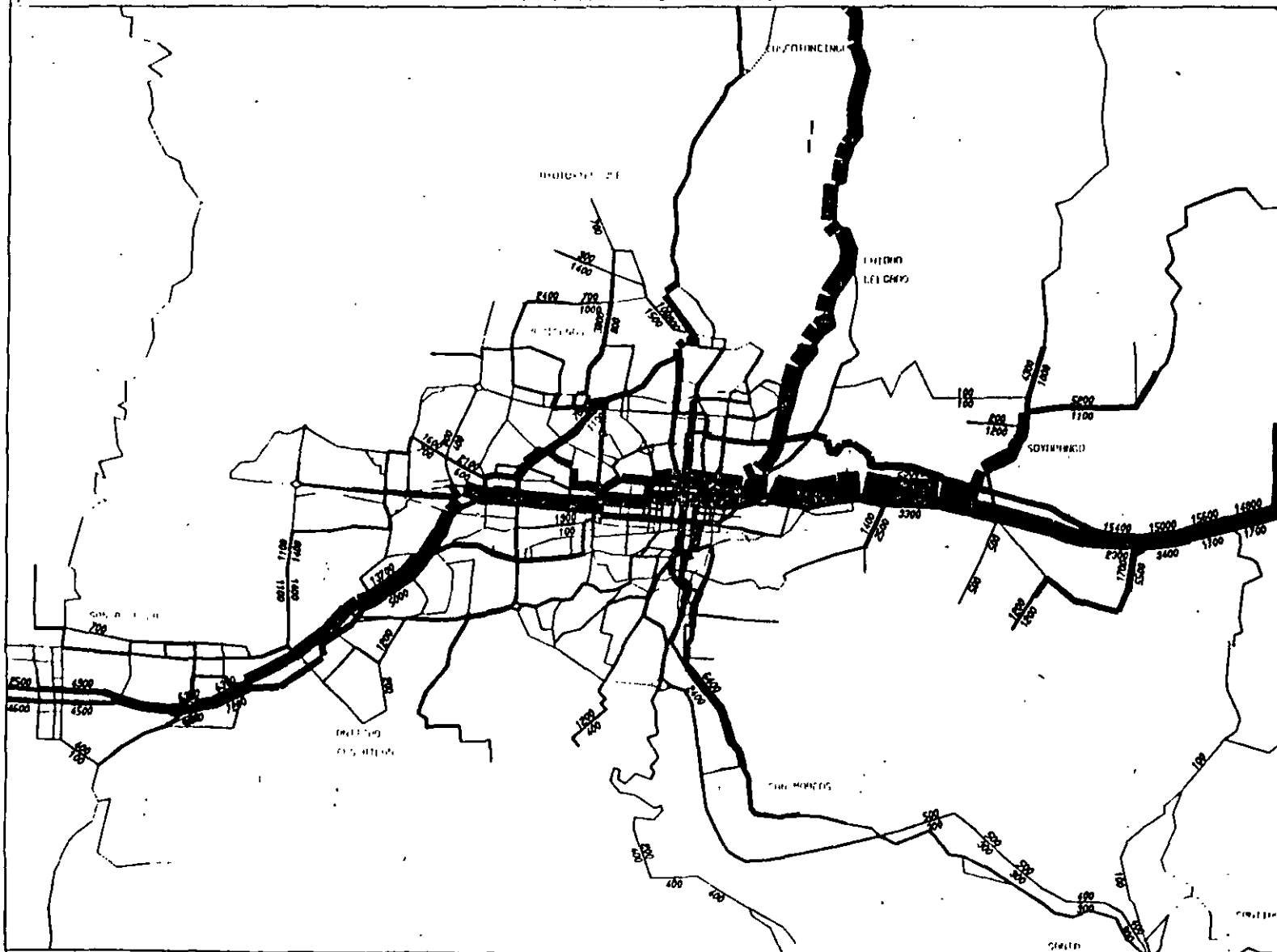
Como se mencionó anteriormente, se ha hecho dichas comparaciones a través de la simulación del sistema del sector de Transporte Colectivo con uso del paquete de simulación de transporte EMME/2. La información de rendimiento se brinda con los parámetros siguientes: pasajeros que suben, kilómetros hechos por pasajeros, horas-pasajeros, número de buses, kilómetros-buses, horas-buses, etc. Todo eso es basado en la hora pico promedio de la mañana, que representa una situación más congestionada y problemática, siempre por corredores identificados anteriormente.

Como resumen se observa, los cambios en el sistema propuesto del Transporte Colectivo, comparando a la situación actual son los siguientes:

- Pasajeros que suben: 147,430 (disminución en el 28%).
- Km - pasajero: 1,088,220 (disminución en el 29%).
- Horas - pasajero: 59,870 (disminución en el 31%).
- N° de buses: 1,650 (disminución en el 26%).
- Cantidad de km - bus: 49,670 (disminución en el 27%).
- Cantidad de horas - bus: 2,620 (disminución en el 27%).

Figura 6-20 Volumen de pasajeros Situación Actual
(hora máxima-mañana)

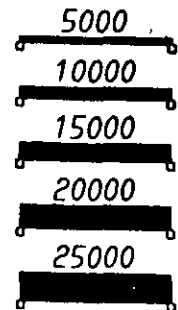
emme/2



LINKS:
type=2.5
||@voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999



SCALE: 1500



WINDOW:
468.43/279.449
488.67/294.633

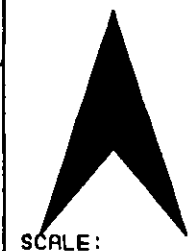
EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCEN 1001: ESCENARIO ACTUAL DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO
ATTR: voltr: transit volumes

96-11.08 0
MODULE: 3
IITPR386... 1

Figura 6-21: Puntos de Transbordo Situación Actual
(hora máxima-mañana)

emme/2

LINKS:
type=2.6



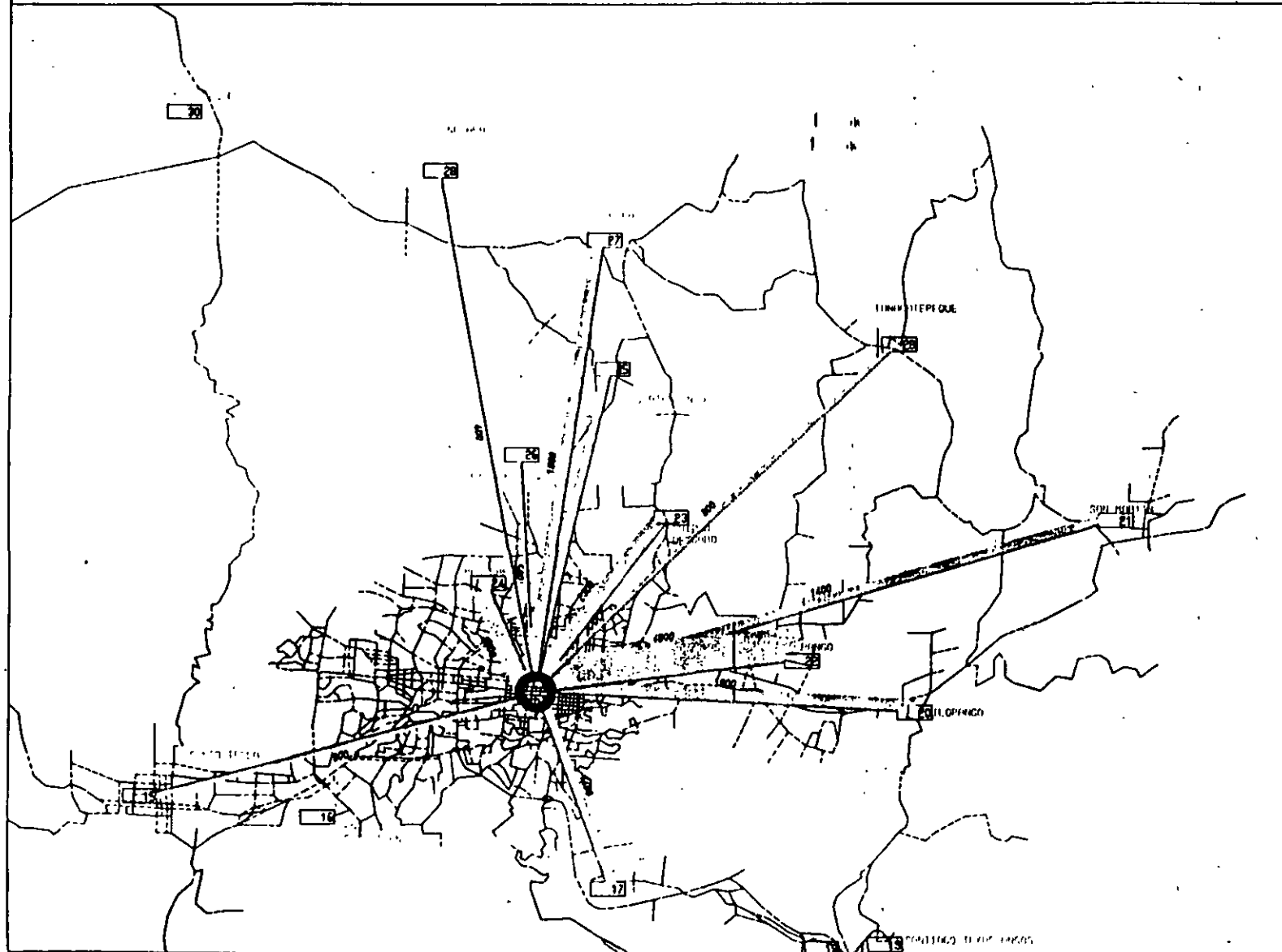
WINDOW N:
477.37/ 285.19
481.68/288.428

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 1001: ESCENARIO ACTUAL DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO

96-11-06 10:46
MODULE: 6.22
IITPR386rt

Figura 6-22: Líneas de demanda directa (O-D) a Zona 1
(hora máxima-mañana)

emme/2



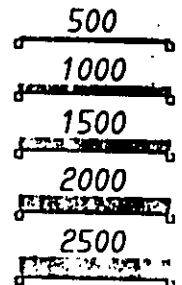
PLOT MATRIX:
mf03: Pastp
LINKS:
type=2.6

CONSTRAINT:
MF03: PASTP
LOWER: 300
UPPER: 99999
INCLUDE

SUBMATRIX:
18 ORIGINS
1 DESTINS.



SCALE: 200



WINDOW:
465.12/279.755
497.64/304.146

EMME PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCEI 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATR. mf03: Pastp Pasajeros en Transporte Público

96-11-06 04
MODULE: 13
IITPR386.

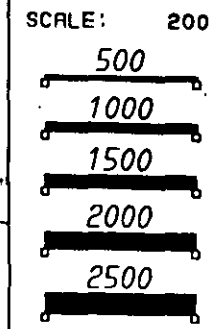
Figura 6-23: Líneas de demanda directa (O-D) de Zona 17
(hora máxima-mañana)

emme/2

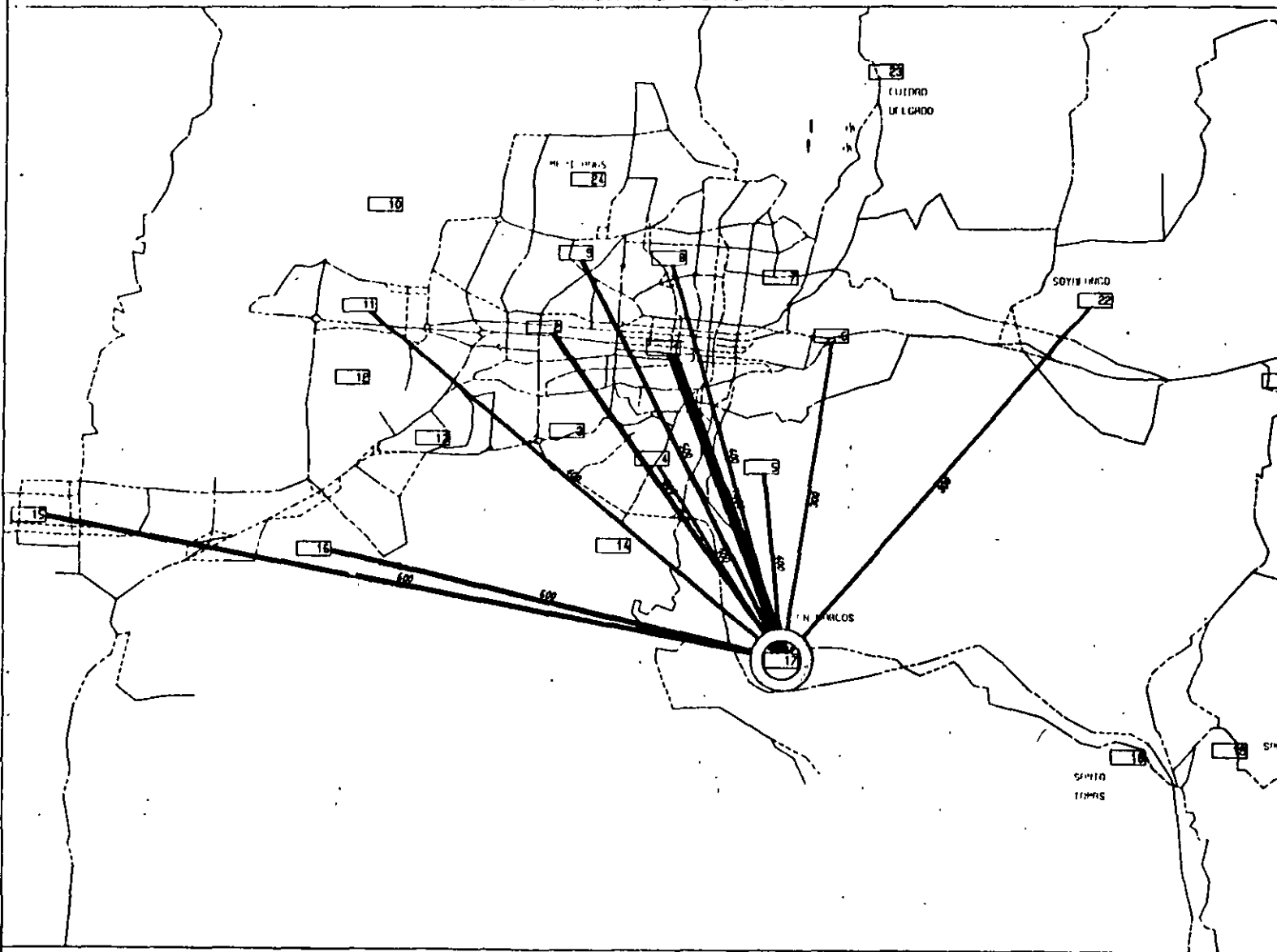
PLOT MATRIX:
m f03: Paetp
LINKS:
type=2.5

CONSTRAINT:
MF03: PASTP
LOWER: 300
UPPER: 99999
INCLUDE

SUBMATRIX:
1 ORIGINS
ALL DESTINS.



WINDOW:
488.1/276.826
488.22/291.916



EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATRIX m f03: Paetp Pasajeros en Transporte Público

96-11-06 14:43
MODULE: 3.13
IITPR386...rt

En los corredores propuestos:

• Pasajeros que suben:	47,970
• Horas - Pasajero:	22,560
• N° de Buses:	499
• Km - Vehículos:	23,490

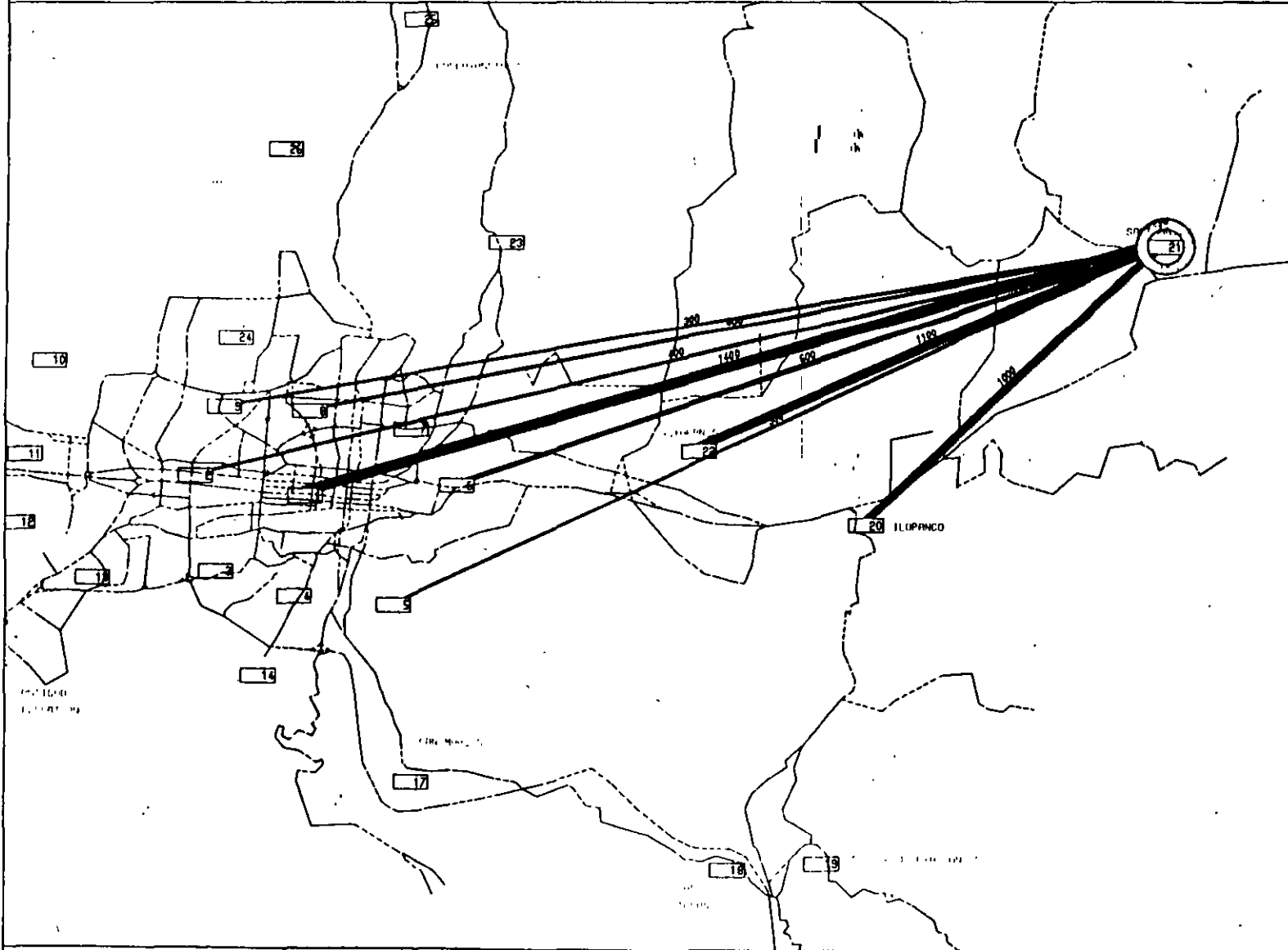
La figura 6-14 está dividida en dos partes:

- La parte A resume los sectores actuales (o existentes), según la integración que se ha hecho en las figuras del Anexo D, tal como operan actualmente. En todos los componentes muestra una disminución de recursos, lo que orienta la necesidad de regulación a nivel de ruta en el futuro.
- La parte B muestra los corredores propuestos con los componentes que se necesitan, y orienta desde donde se puede regular la operación, sin que se perjudique a nadie. En el párrafo 6.10.2a aparece el resumen de la flota de los vehículos necesarios.

A continuación se presentan tres mapas (figuras 6-17, 6-18 y 6-19) según corredores que son paralelos a los corredores nuevos propuestos con las rutas que se estima que serán al implementar la propuesta. El criterio de presentación de estas rutas fué para las que redujeron sus pasajeros movilizados en 500 ó más; el número de rutas que se han influidas se estima que es de total de 25.

Figura 6-24: Líneas de demanda directa (O-D) de Zona 21
(hora máxima-mañana)

emme/2

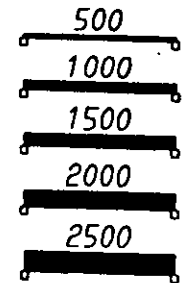


PLOT MATRIX:
m103: Pastp
LINKS:
type=2.5

CONSTRAINT:
MF03: PASTP
LOWER: 300
UPPER: 99999
INCLUDE

SUBMATRIX:
1 ORIGINS
ALL DESTINS.

SCALE: 200



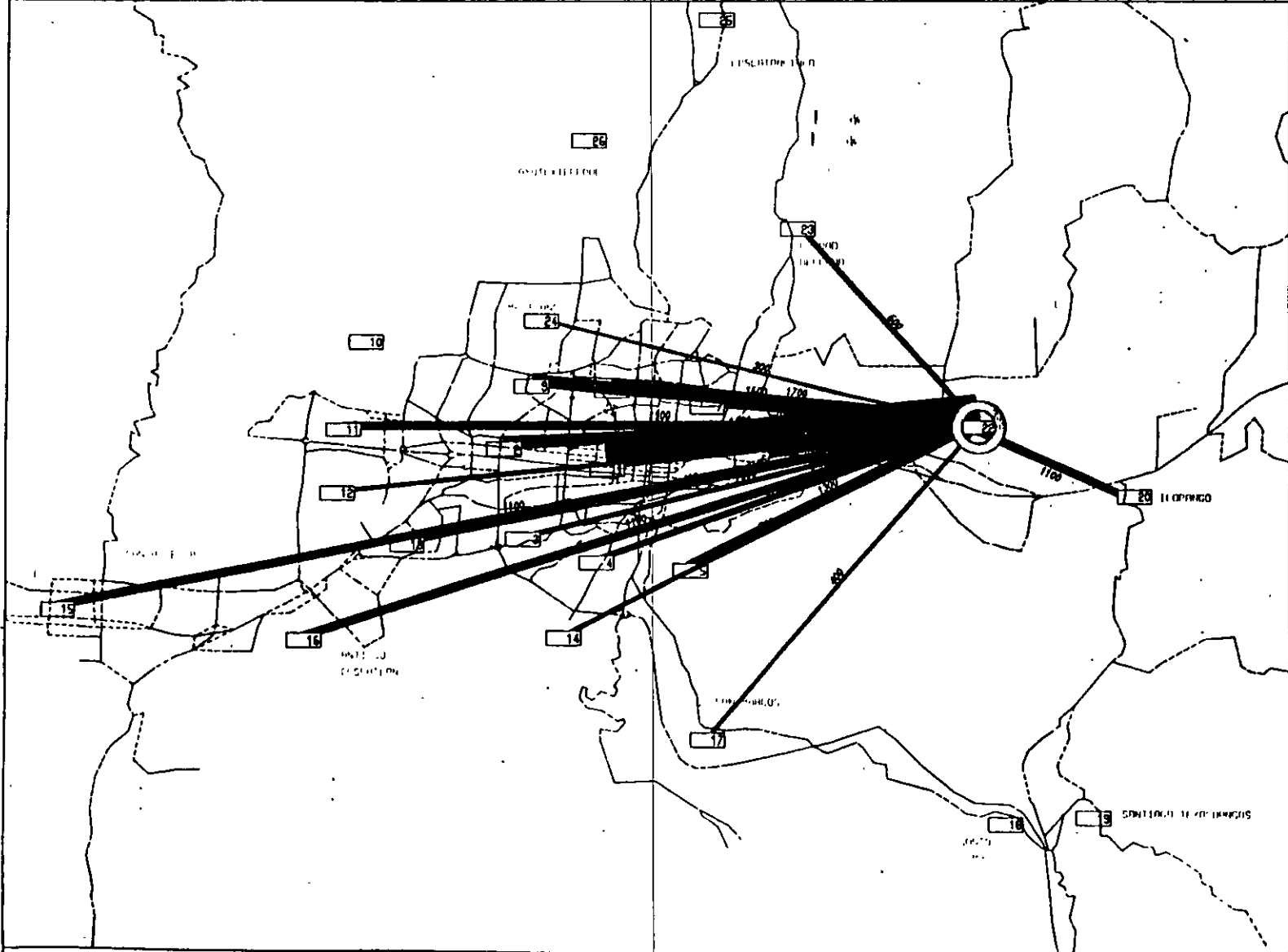
WINDOW:
473.4/278.523
495.46/295.064

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATRIX m103: Pastp Pasajeros en Transporte Público

96-11.06 14 37
MODULE: 3.13
IITPR386.....rt

Figura 6-25: Líneas de demanda directa (O-D) de Zona 22
(hora máxima-mañana)

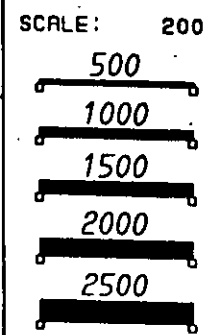
emme/2



PLOT MATRIX:
mf03: Pastp
LINKS:
type=2.5

CONSTRAINT:
MF03: PASTP
LOWER: 300
UPPER: 99999
INCLUDE

SUBMATRIX:
1 ORIGINS
ALL DESTINS.



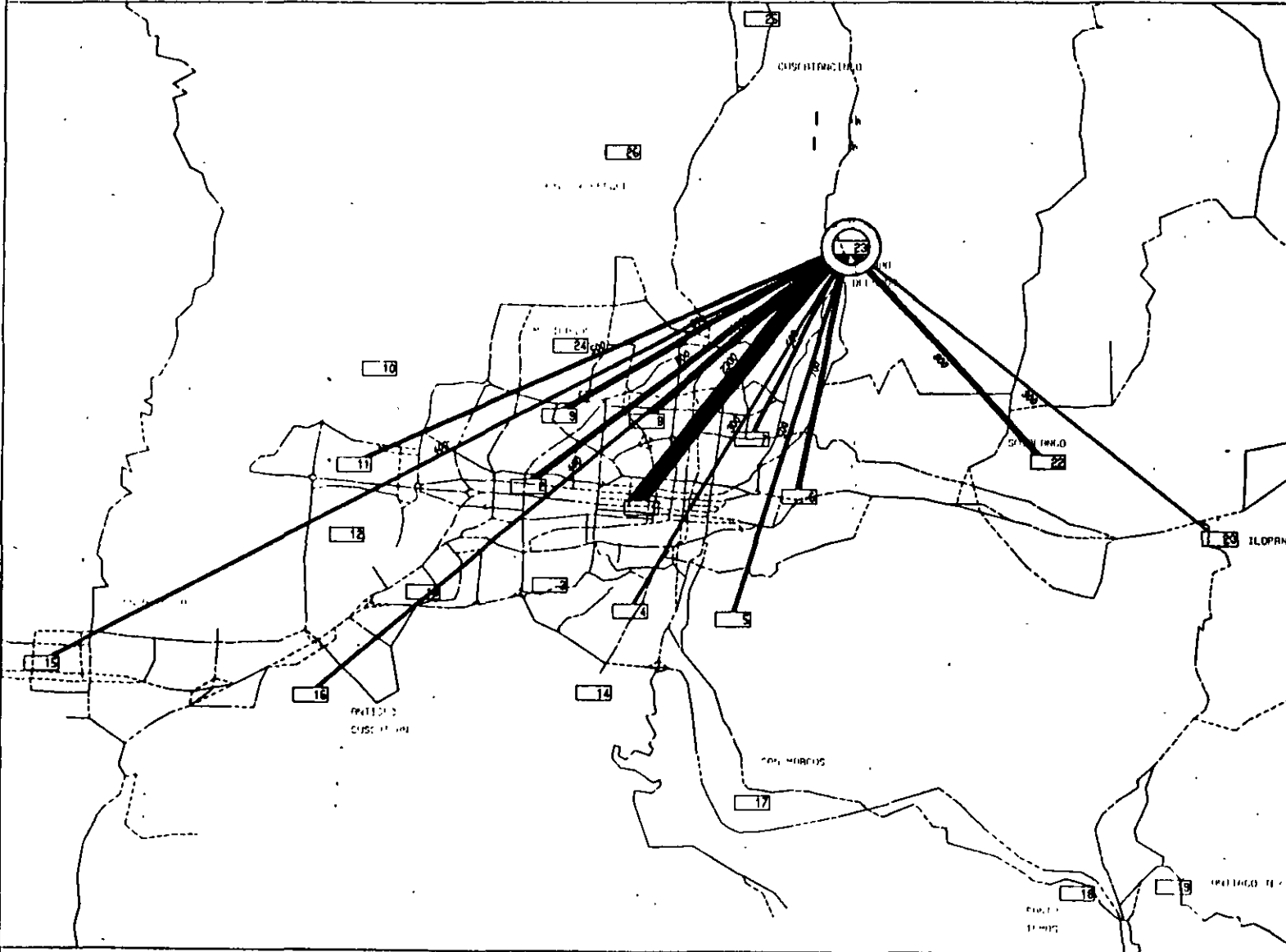
WINDOW:
467.53/277.554
490.95/295.121

EMMF PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCE 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATA mf03: Pastp Pasajeros en Transporte Público

96-11-06 52
MODULE: 13
IITPR386. 1

Figura 6-26: Líneas de demanda directa (O-D) de Zona 23
(hora máxima-mañana)

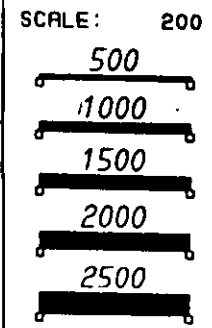
emme/2



PLOT MATRIX:
mf03: Paetp
LINKS:
type=2.5

CONSTRAINT:
MF03: PASTP
LOWER: 300
UPPER: 99999
INCLUDE

SUBMATRIX:
1 ORIGINS
ALL DESTINS.



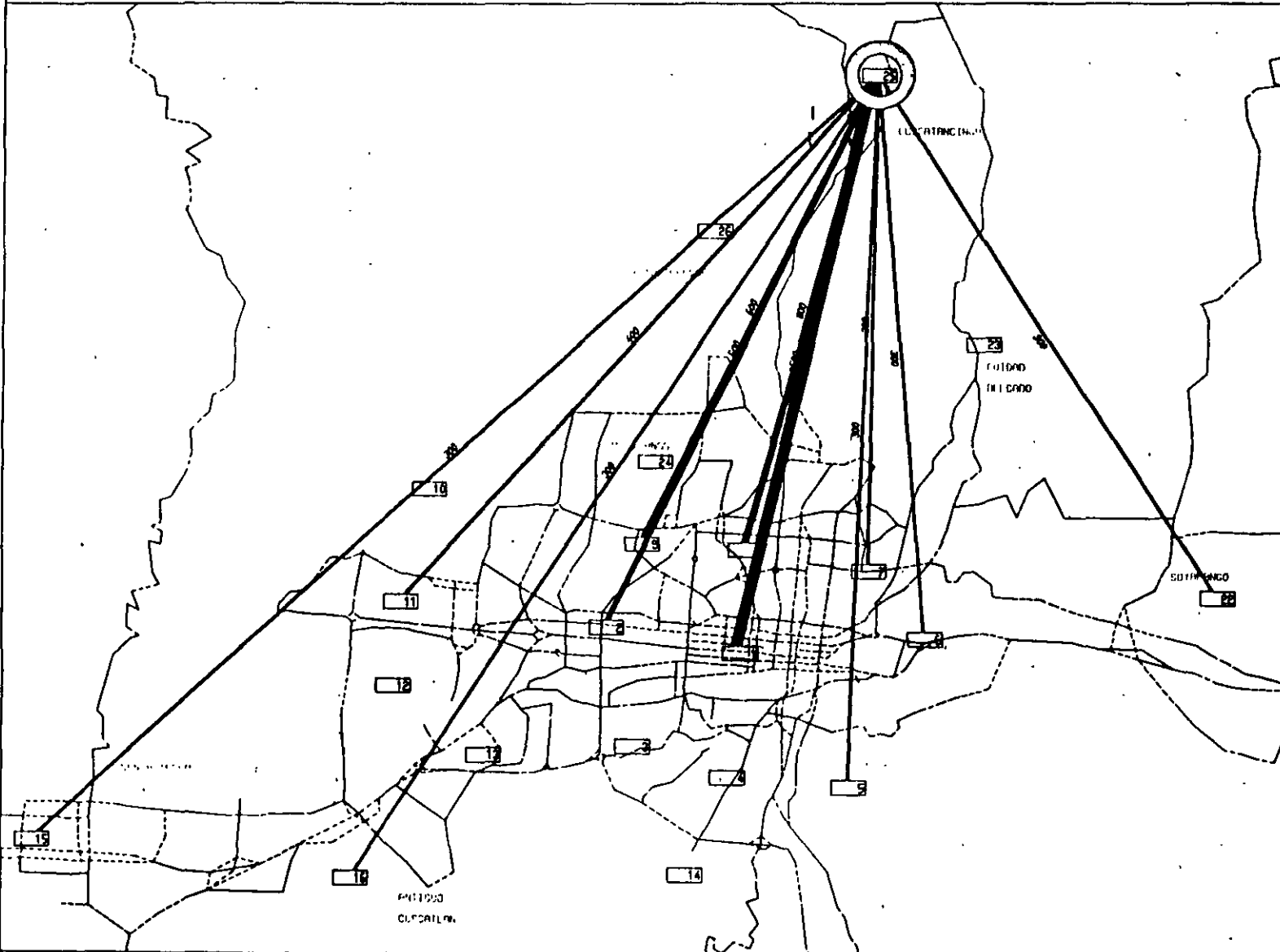
WINDOW:
467.82/278.886
489.36/295.042

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATRIX mf03: Paetp Pasajeros en Transporte Público

96-11-06 14:57
MODULE: 3.13
IITPR386...

Figura 6-27: Líneas de demanda directa (O-D) de Zona 25
(hora máxima-mañana)

emme/2



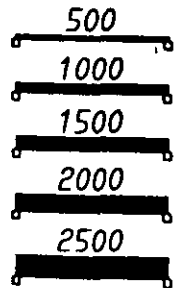
PLOT MATRIX:
mf03: Paetp
LINKS:
type=2.5

CONSTRAINT:
MF03: PASTP
LOWER: 300
UPPER: 99999
INCLUDE

SUBMATRIX:
1 ORIGINS
ALL DESTINS.



SCALE: 200



WINDOW:
468.04/ 282.12
486.28/295.797

EMME PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCEN 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATA. mf03: Paetp Pasajeros en Transporte Público

96-11-06 3
MODULE: 1
IITPR386...

Figura 6-28: Líneas de demanda directa (O-D) de Zona 27
(hora máxima=mañana)

emme/2

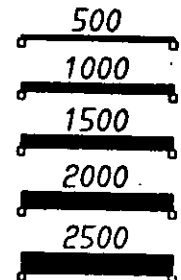
PLOT MATRIX:
mf03: Paetp
LINKS:
type=2.5

CONSTRAINT:
MF03: PASTP
LOWER: 300
UPPER: 99999
INCLUDE

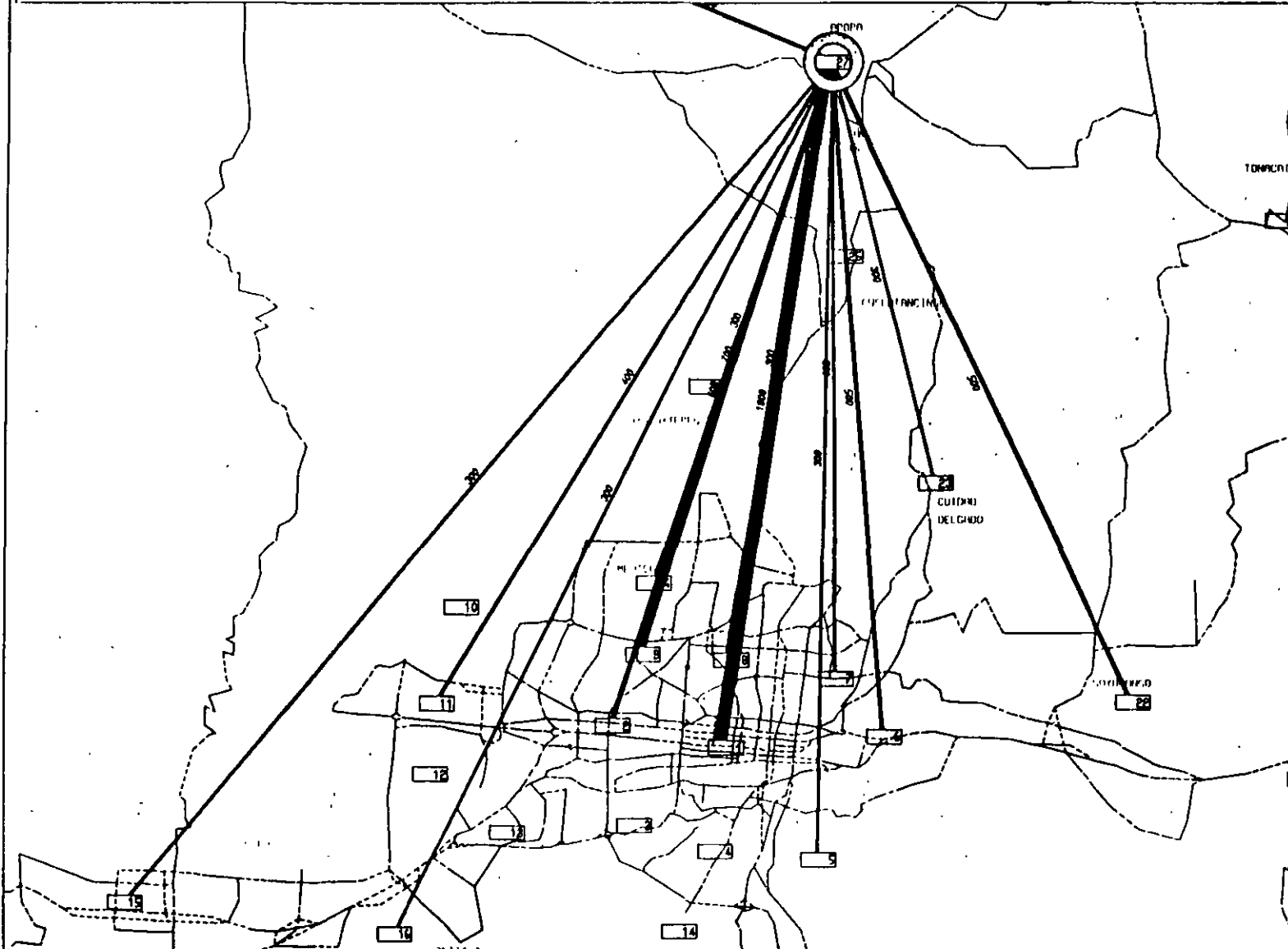
SUBMATRIX:
1 ORIGINS
ALL DESTINS.



SCALE: 200



WINDOW:
466.46/ 282.89
488.04/299.074

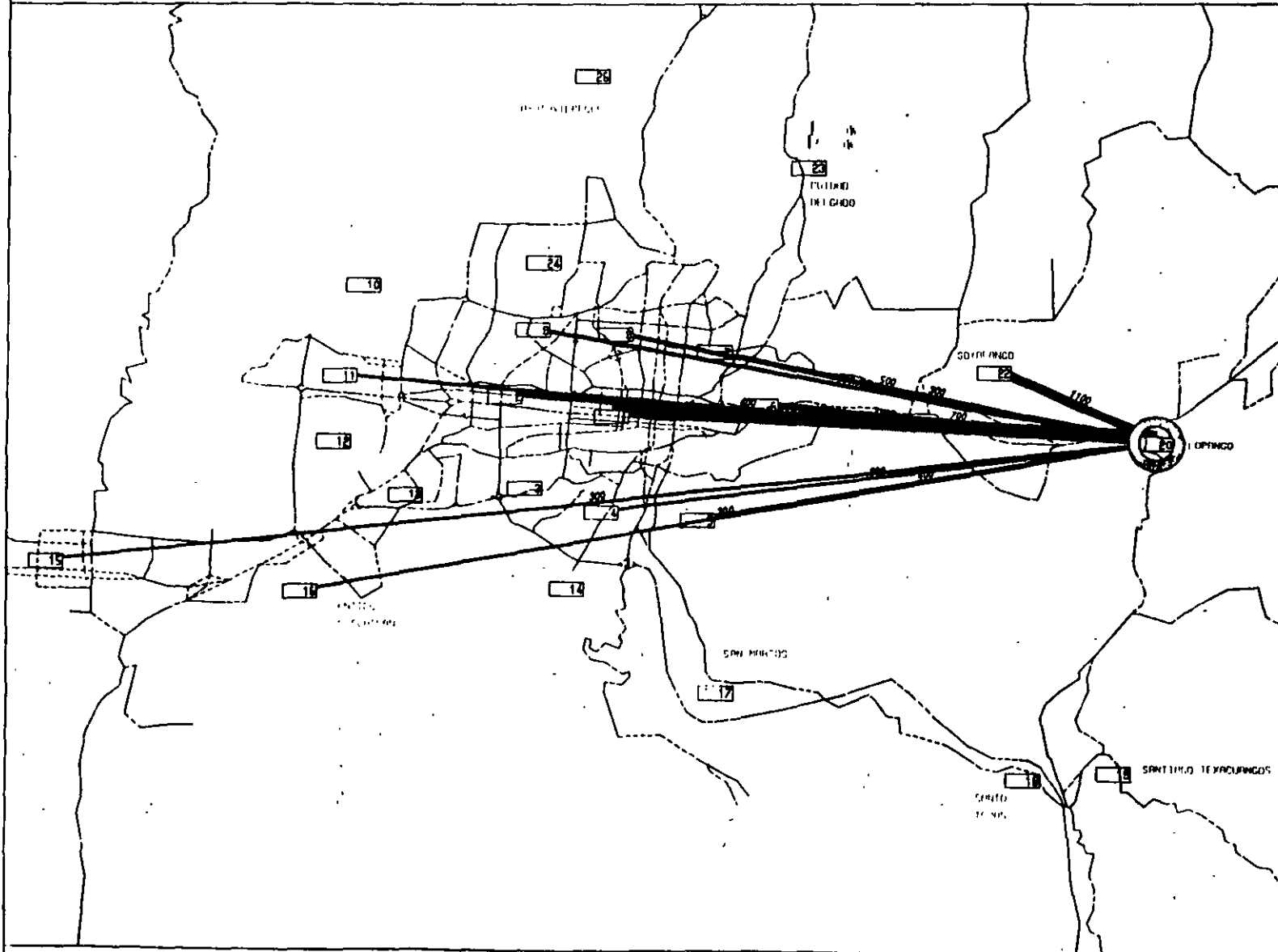


EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATRIX mf03: Paetp Pasajeros en Transporte Público

96-11-06 15:21
MODULE 3.13
111PR386

Figura 6-29: Líneas de demanda directa (O-D) de Zona 20
(hora máxima-mañana)

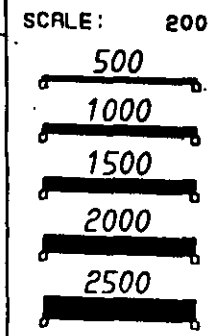
emme/2



PLOT MATRIX:
mf03: Pastp
LINKS:
type=2.5

CONSTRAINT:
MF03: PASTP
LOWER: 300
UPPER: 99999
INCLUDE

SUBMATRIX:
1
ALL
INS
INS.



WINDOW:
467.79/ 276.88
490.37/293.815

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENAR 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATA: mf03: Pastp Pasajeros en Transporte Público

96-11-08 1
MODULE:
IITPR386...

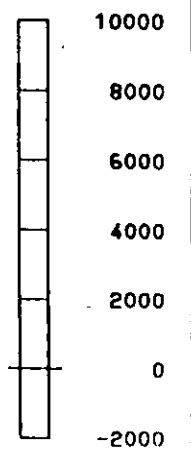
Figura 6-30: Demanda de Transporte Colectivo dentro de las zonas (hora máxima-mañana)

emme/2

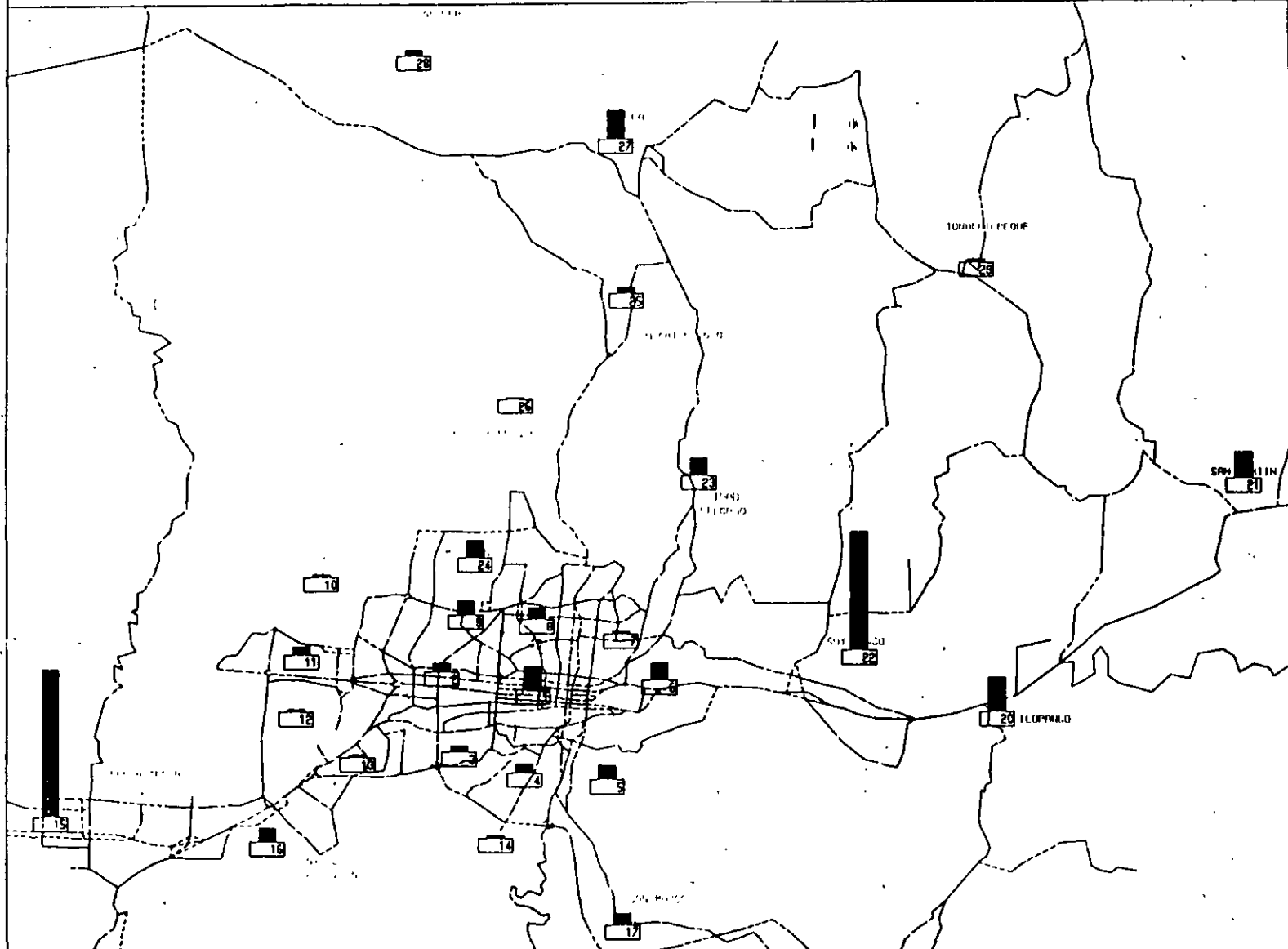
PLOT MATRIX:
mf11: Paatp
LINKS:
type=2.5



SCALE: 50



WINDOW:
467.59/281.036
494.3/301.073

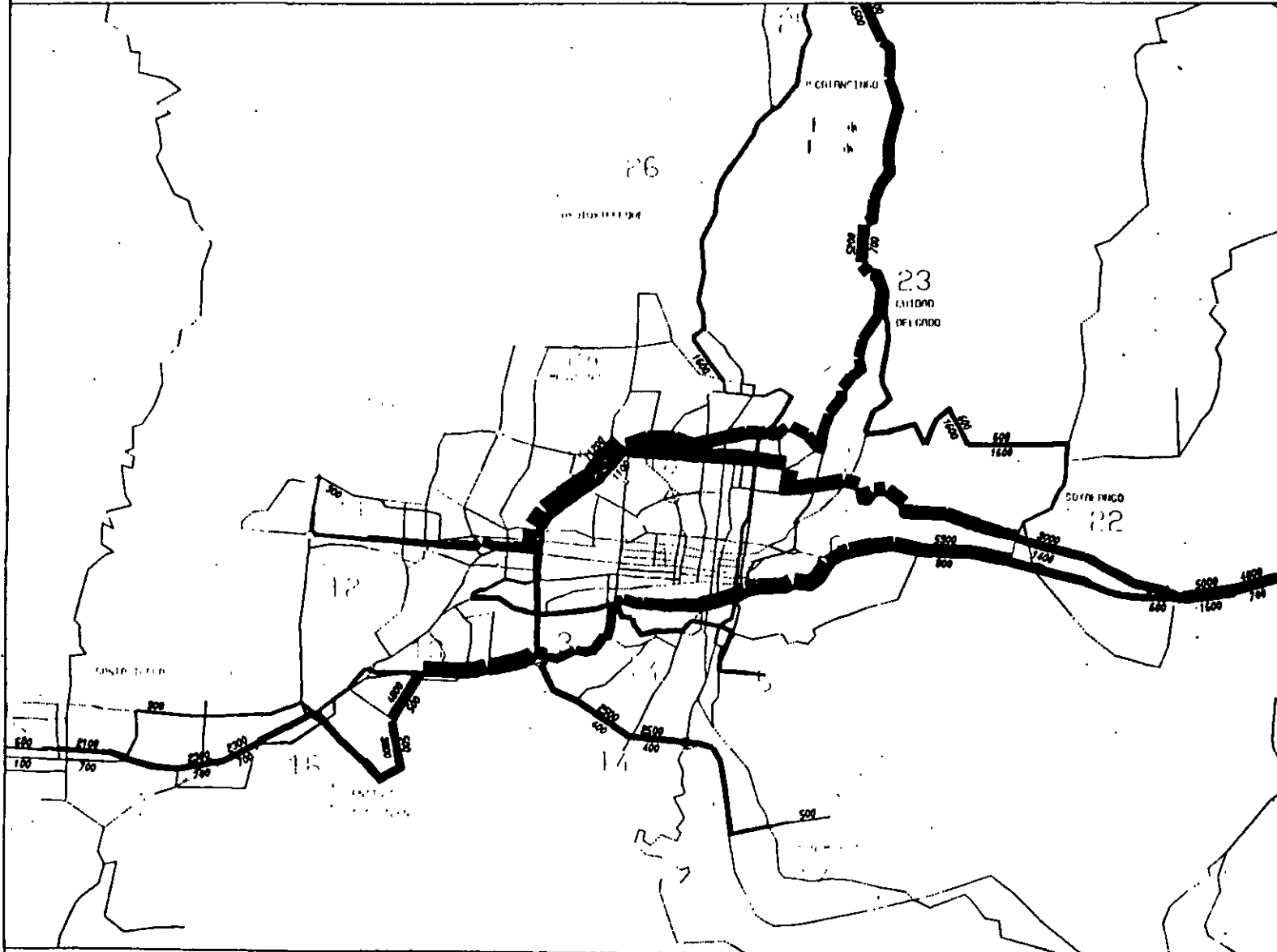


EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 1002: ESCENARIO ACTUAL PARA LINEAS DE DESEO (36 ZONAS)
MATRIX mf11: Paatp Pasajeros en Transporte Público

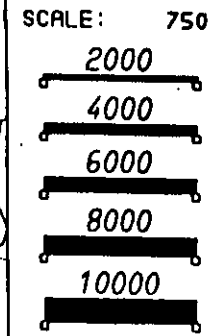
96-11 06 16:17
MODULE: 3 13
IITPR386...

Figura 6-31: Volumen de pasajeros en los corredor propuestos
(hora máxima-mañana)

emme/2



LINKS:
type=2.5
||@voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999



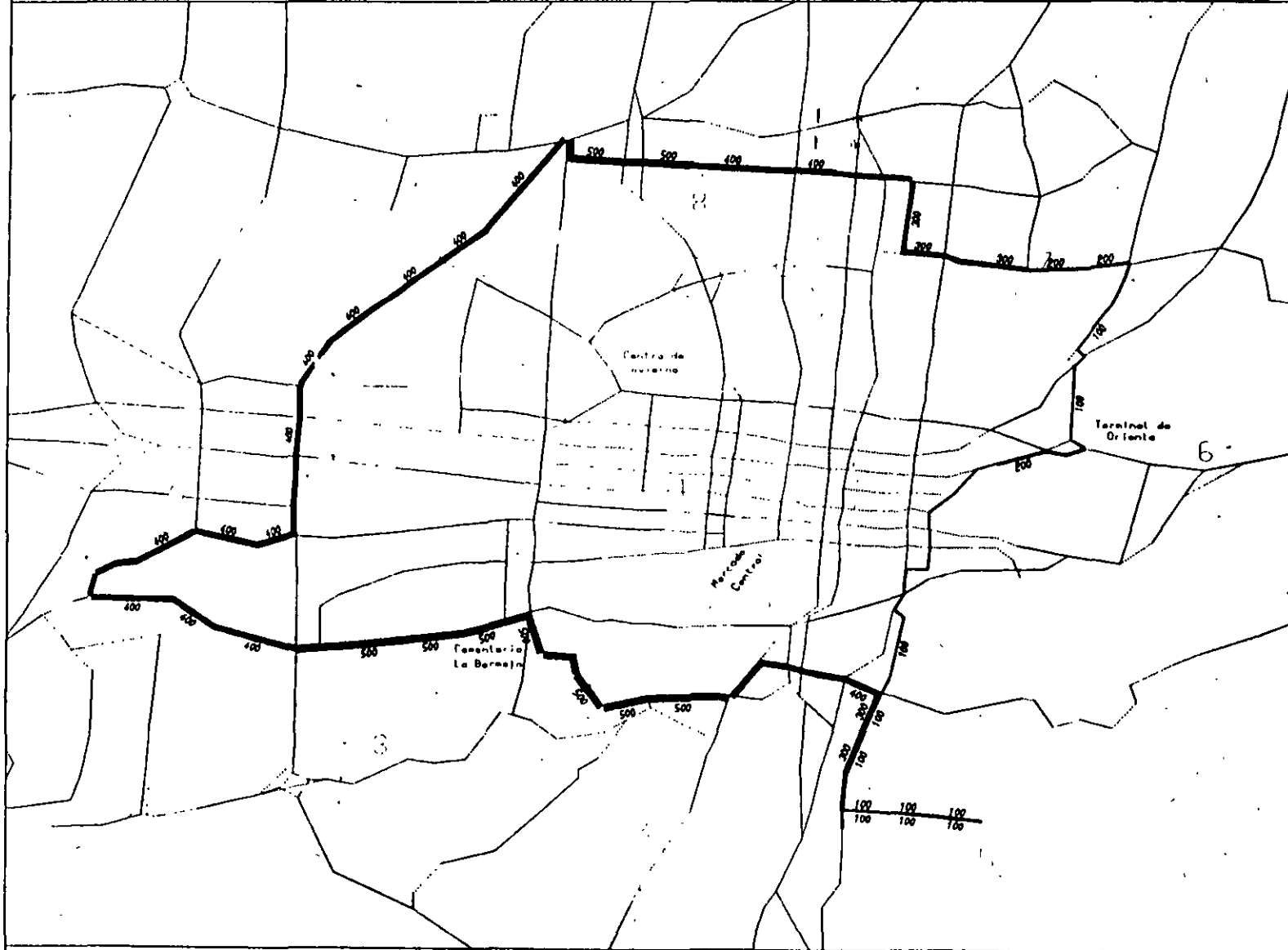
WINDOW:
468.36/280.501
487.99/295.224

EMME PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCE/ 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PL 0
ATTI @voltr: transit volumes

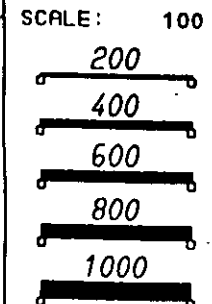
96-11-09 12:22
MODULE: 13
||TPR386

Figura 6-32: Propuesta: Corredor de zonas 5-6-7-8-9-2-3-4-5
(hora máxima-mañana)

emme/2



LINKS:
type=2.5
!@voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999

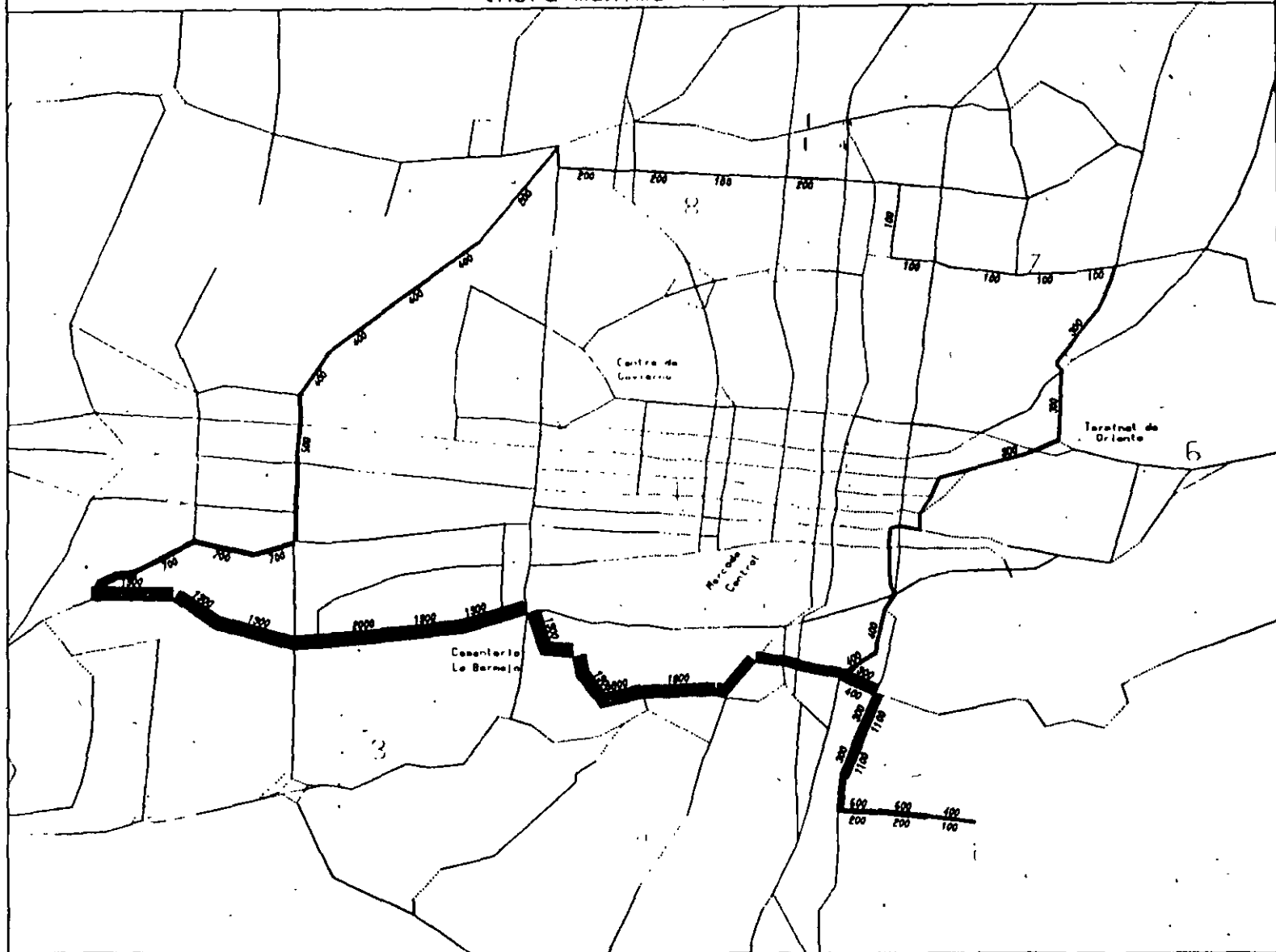


WINDOW:
475.11/ 284.1
481.61/288.974

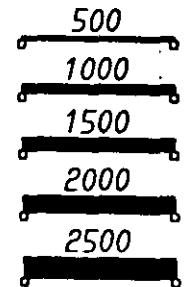
Figura 6-33: Propuesta: Corredor de zonas 5-4-3-2-9-8-7-6-5
(hora máxima-mañana)

emme/2

LINKS:
type=2.5
:10voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999



SCALE: 200



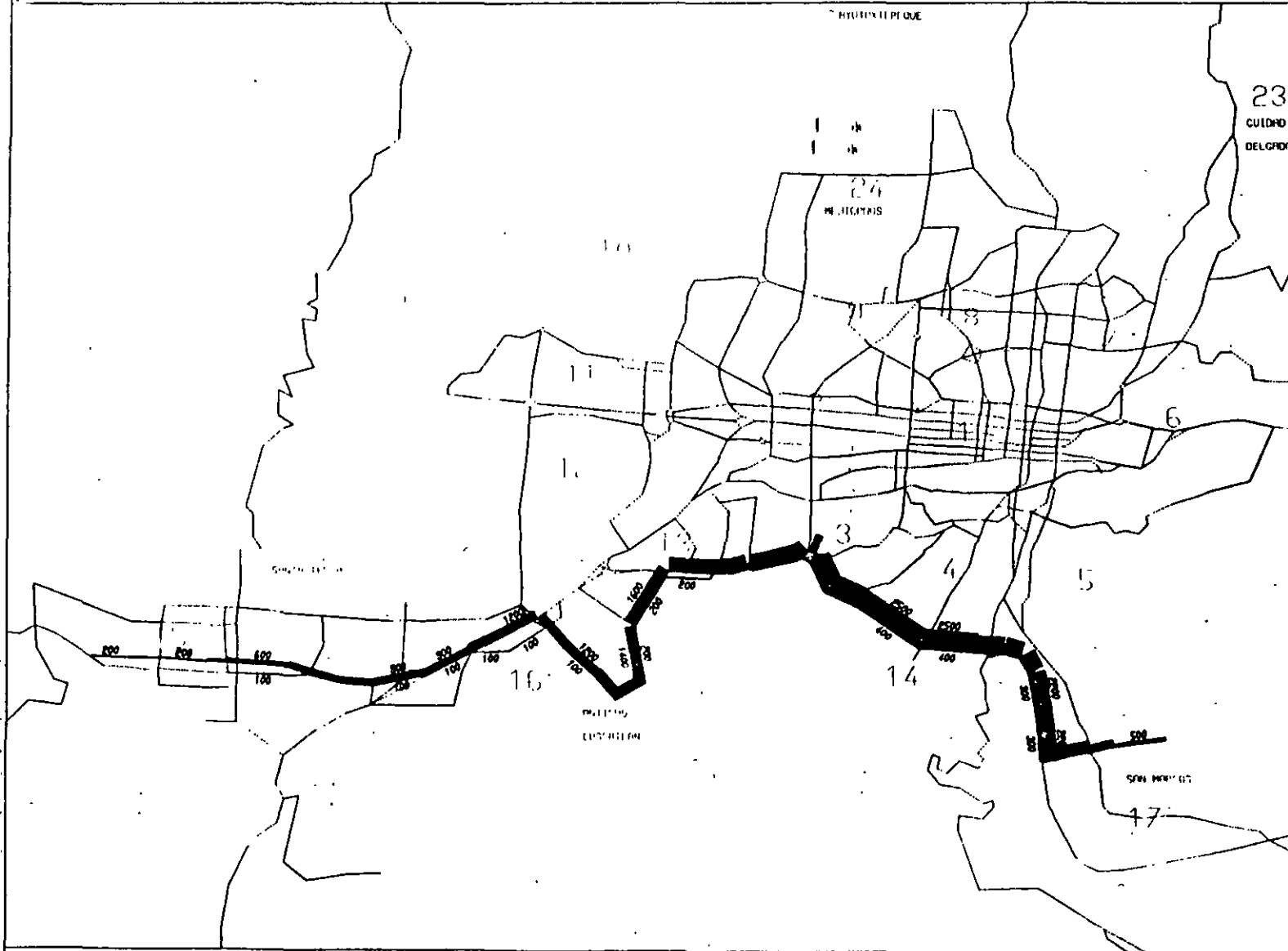
WINDOW:
475.11/ 284.1
481.61/288.974

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCEN 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUL
ATTR. voltr: transit volumes

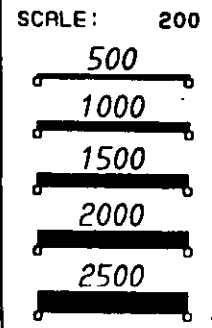
96-11-13
MODULE:
ITPR386...

Figura 6-34: Propuesta: Corredor de zonas 17-16-15
(hora máxima-mañana)

emme/2



LINKS:
type=2.5
IITPvoltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999



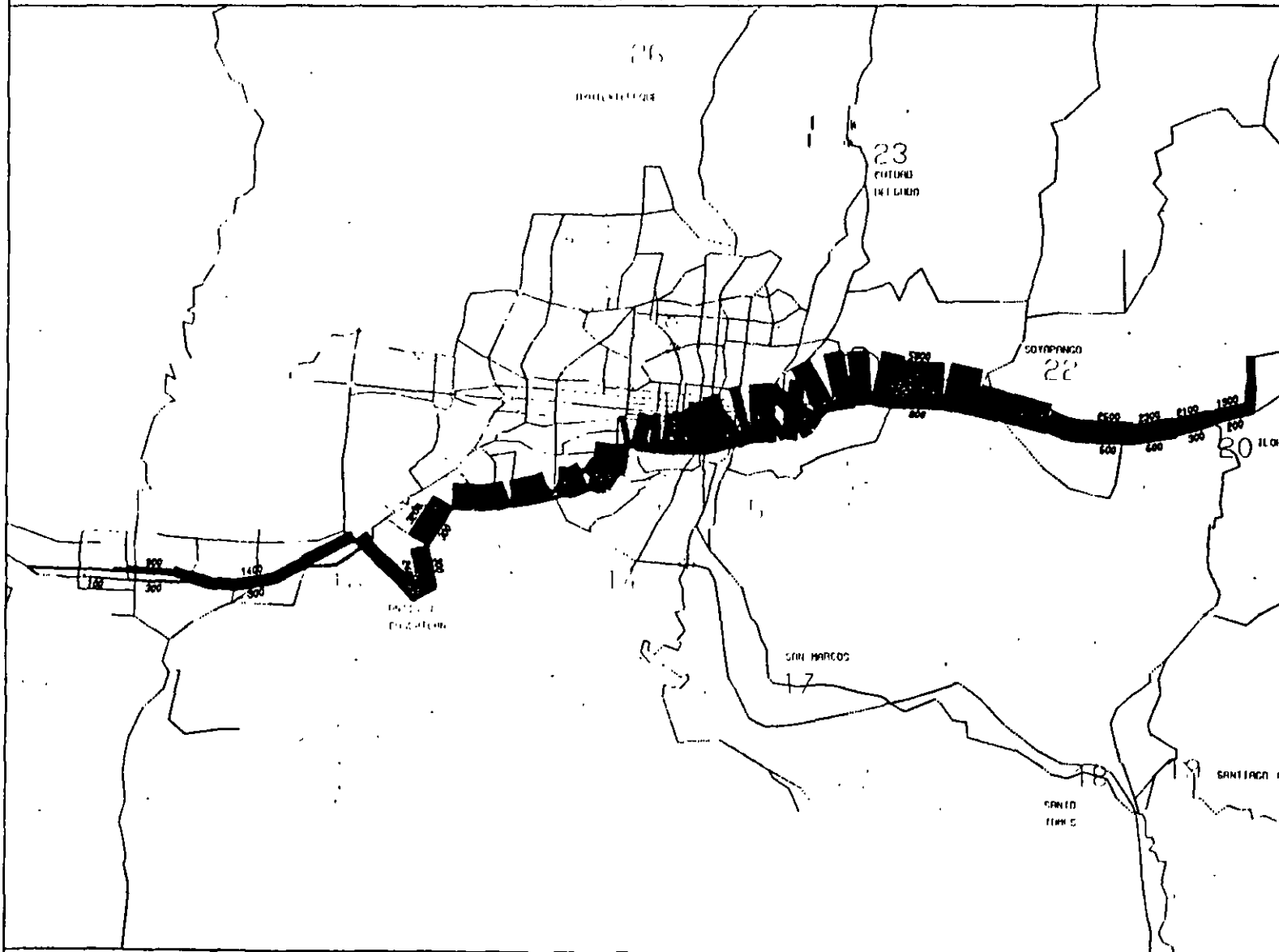
WINDOW:
466.39/279.868
482.66/292.072

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO
ATTRIB. #voltr: transit volumes

96-11-13 17:45
MODULE: 2.13
IITPR386...art

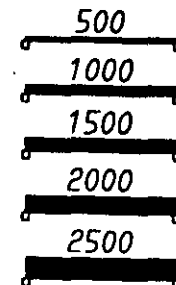
Figura 6-35: Propuesta: Corredor de zonas 20-22-16-15
(hora máxima-mañana)

emme/2



LINKS:
type=2.5
11@voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999

SCALE: 200



WINDOW:
467.08/277.034
489.07/293.532

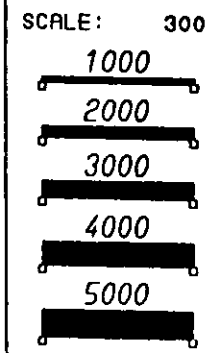
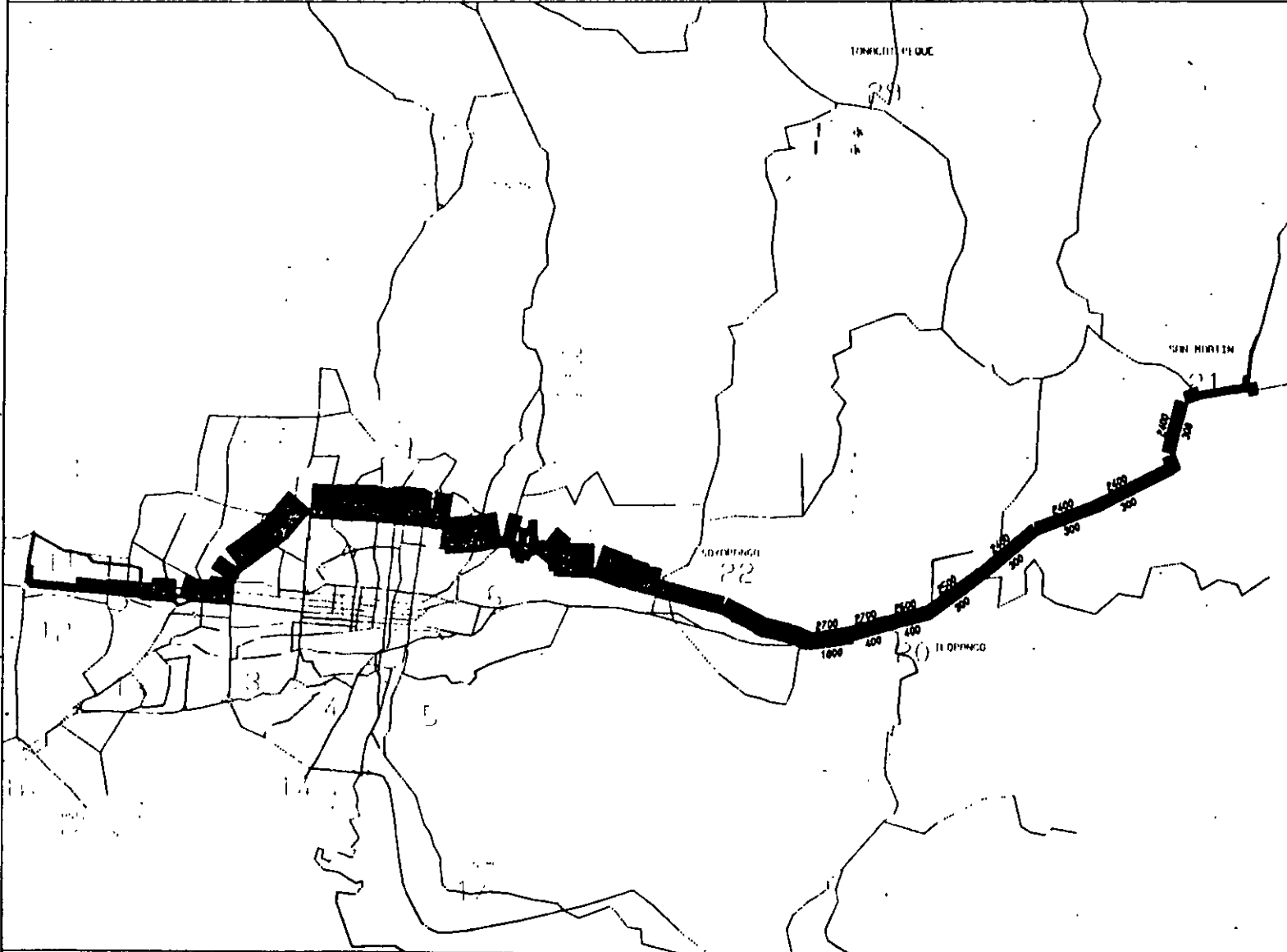
EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENF 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUE
ATTR. voltr: transit volumes

96-11-13 9
MODULE: 3
111PR386...

Figura 6-36: Propuesta: Corredor de zonas 21-20-22-7-8-9-2-11
(hora máxima-mañana)

emme/2

LINKS:
type=2.5
!@voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999



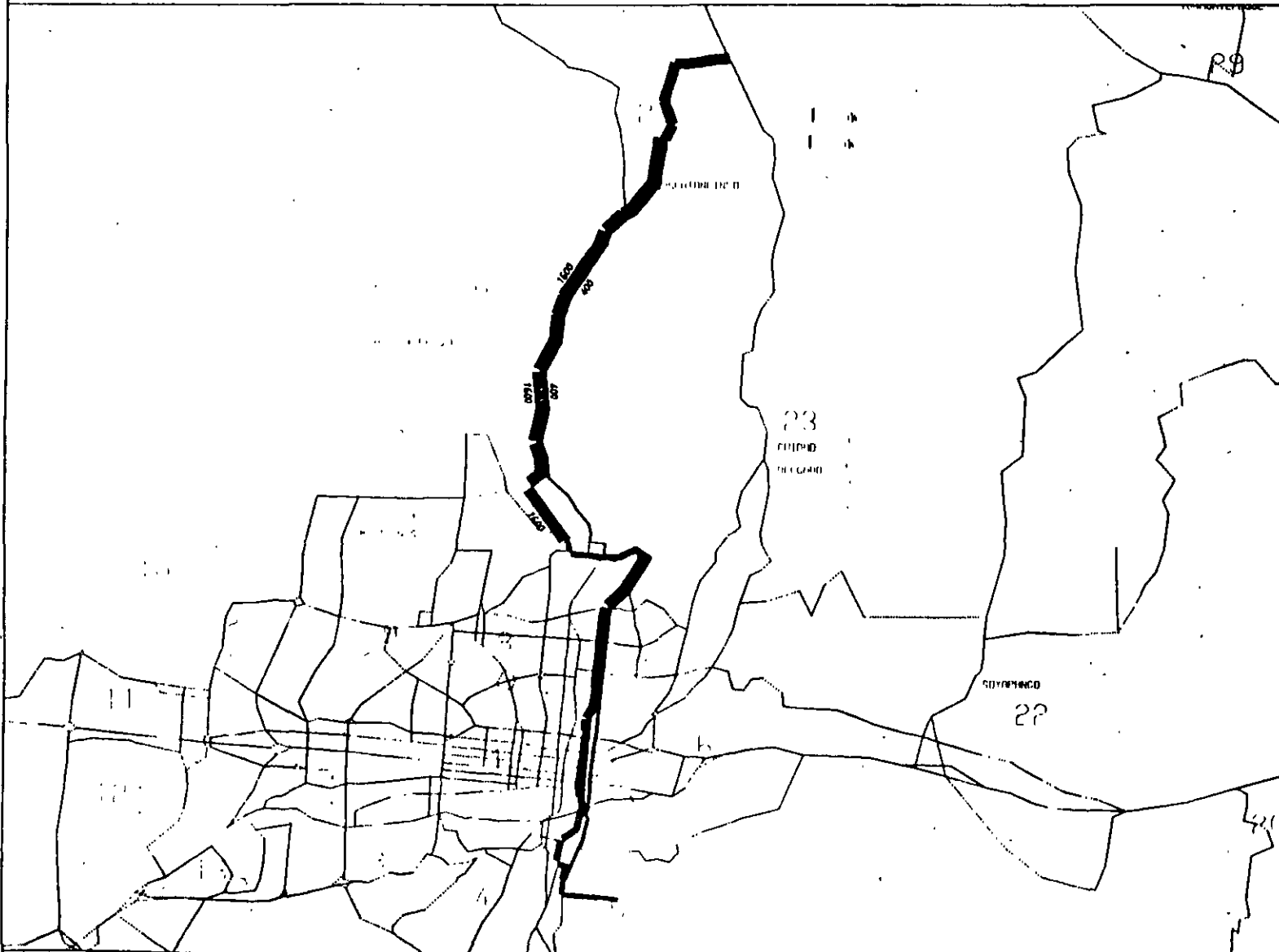
WINDOW:
472.68/280.587
494.76/ 297.15

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 2001: ESCENARIO PROPUUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO
ATTRIB. @voltr: transit volumes

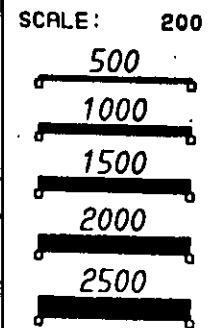
96-11-13 17:51
MODULE: 2 13
IIIPR386...rt

Figura 6-37: Propuesta: Corredor de zonas 25-7-1-5
(hora máxima-mañana)

emme/2



LINKS:
type=2.5
||Pvoltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999



WINDOW:
472.2/284.046
488.52/296.285

EMMF PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCEI 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PU
ATTR: voltr: transit volumes

96-11-13 16
MODULE: 3
IITPR386...

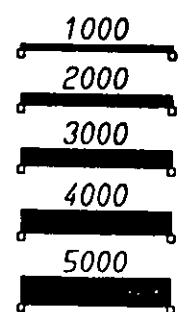
Figura 6-38: Propuesta: Corredor de zonas 27-16-15
(hora máxima-mañana)

emme/2

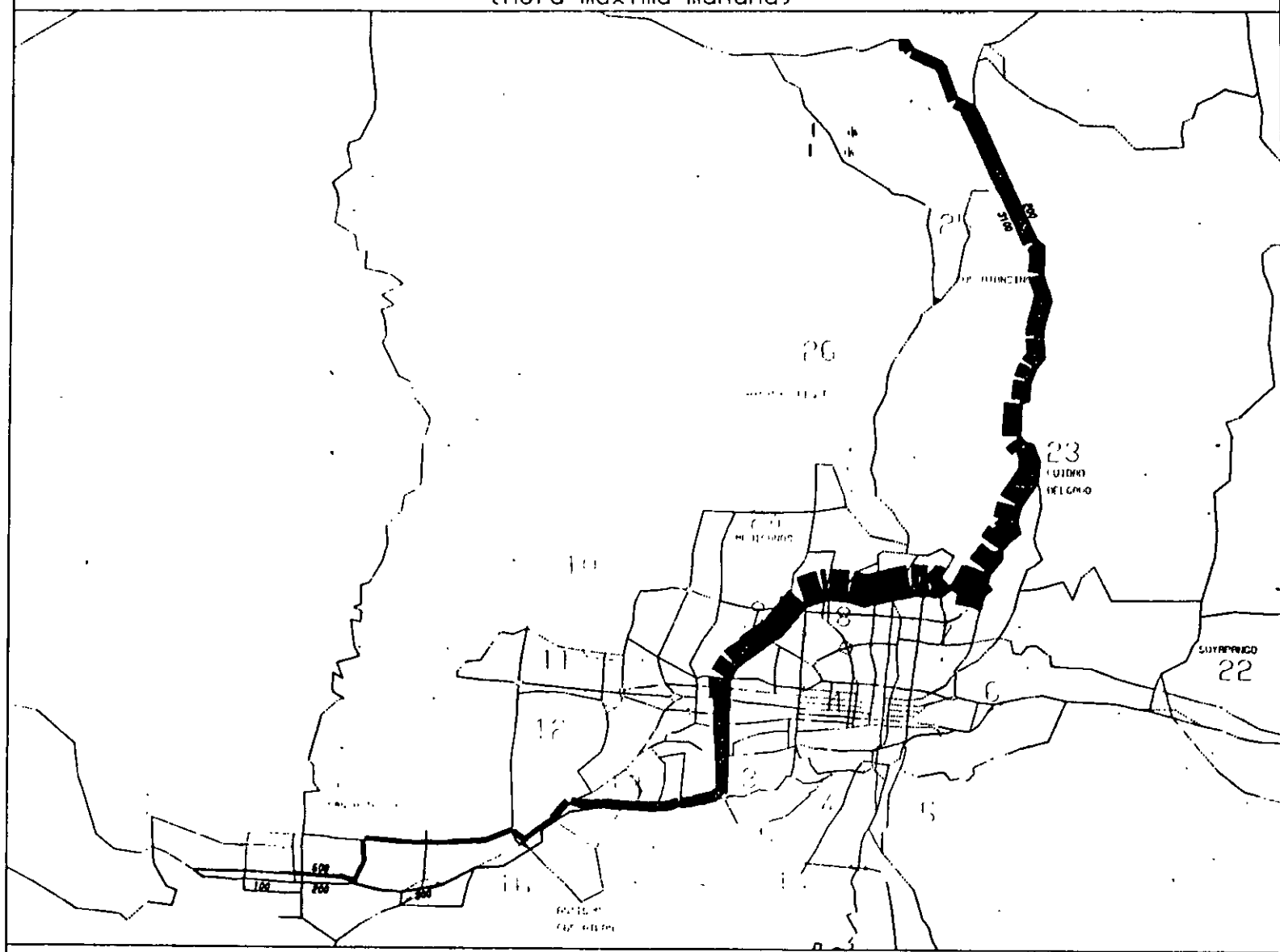
LINKS:
type=2.5
| |@voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999



SCALE: 300



WINDOW:
464.24/282.273
486.08/298.654

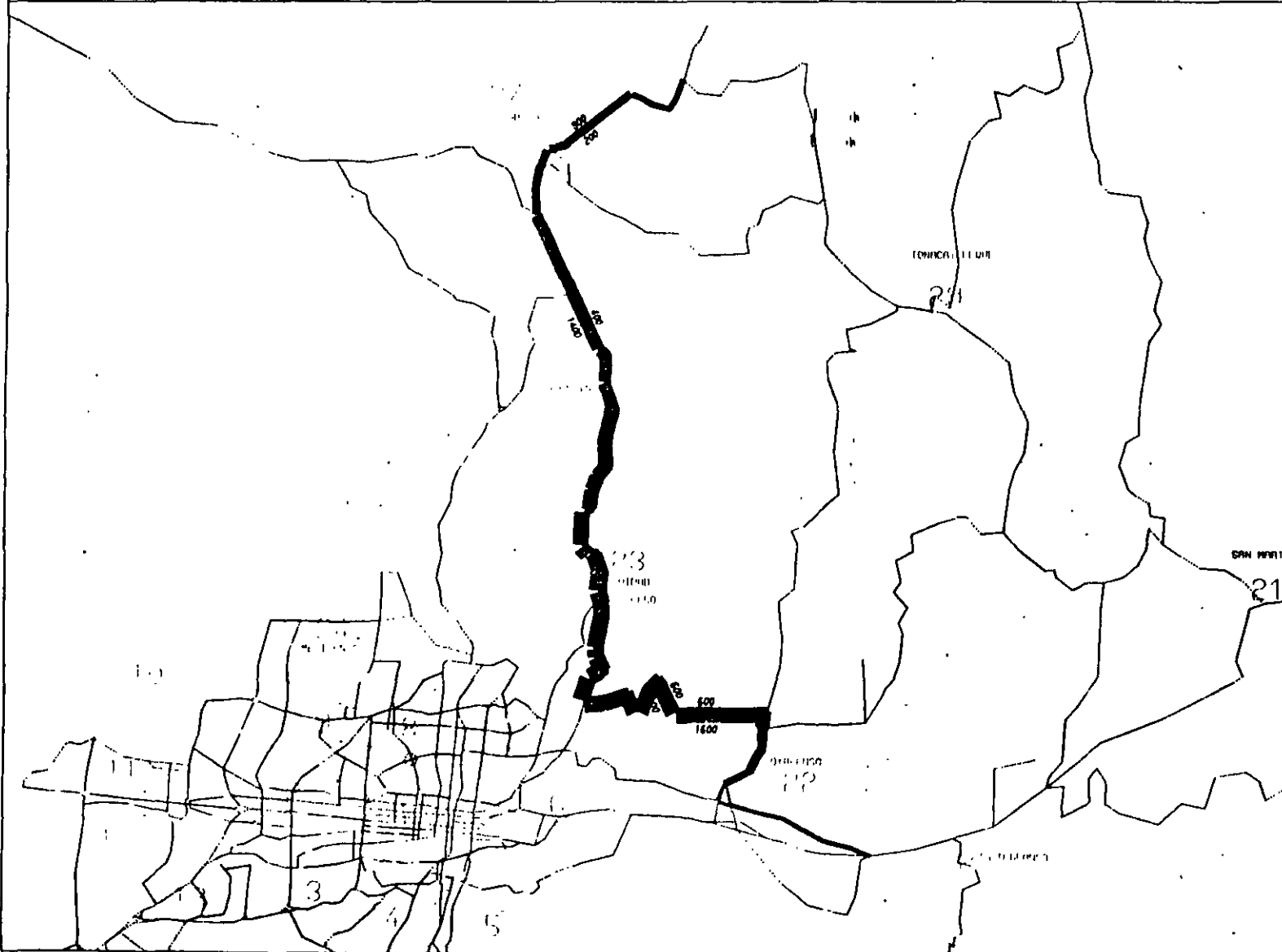


EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO
ATTRIB. @voltr: transit volumes

96-11-13 18:02
MODULE: 2.13
IITPR386...rt

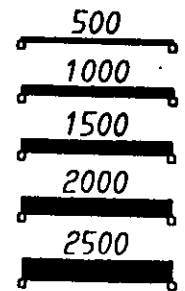
Figura 6-39. Propuesta: Corredor de zonas 29-27-23-22-20
(hora máxima-mañana)

emme/2



LINKS:
type=2.5
| | 0 voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999

SCALE: 200



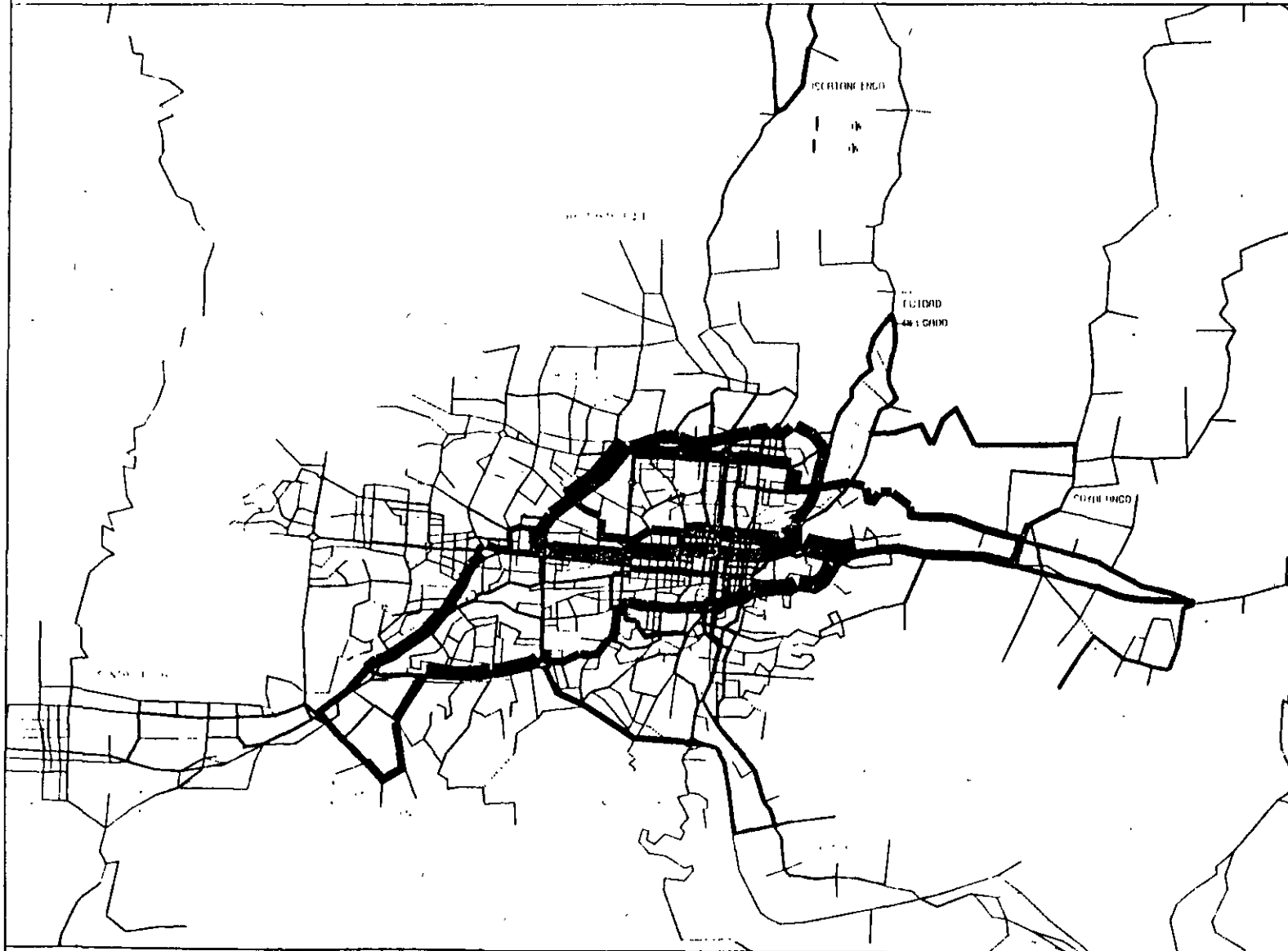
WINDOW:
471.63/ 284.2
493.59/ 300.67

EMME/ PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCEN 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUA)
ATTR. voltr: transit volumes

96-11.13)5
MODULE: 3
IITPR386. . t

FIGURA 6-40: Diferencia de Pasajeros Propuesta y Actual
(hora máxima-mañana)

emme/2



DIFF: 2001-1001

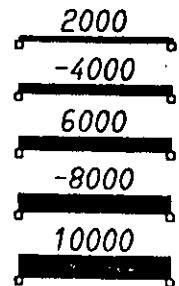
LINKS:
type=2.6

SCENARIO 2001
TRANSIT LINES:
ALL LINES

SCENARIO 1001
TRANSIT LINES:
ALL LINES



SCALE: 750



WINDOW:

468.36/280.501
487.99/295.224

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO
SCENARIO 1001: ESCENARIO ACTUAL DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO

96-11-09 12:45
MODULE 6 23
IITPR386

Figura 6-4: Diferencia de transbordos entre red propuesta y act.
(hora máxima-mañana)

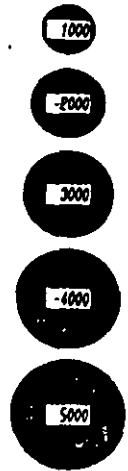
emme/2



DIFF: 2001-1001
LINKS:
type=2.6



SCALE: 2.25



WINDOW:
477.37/ 285.19
481.68/288.428

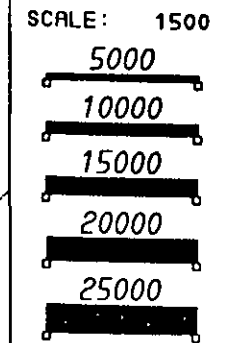
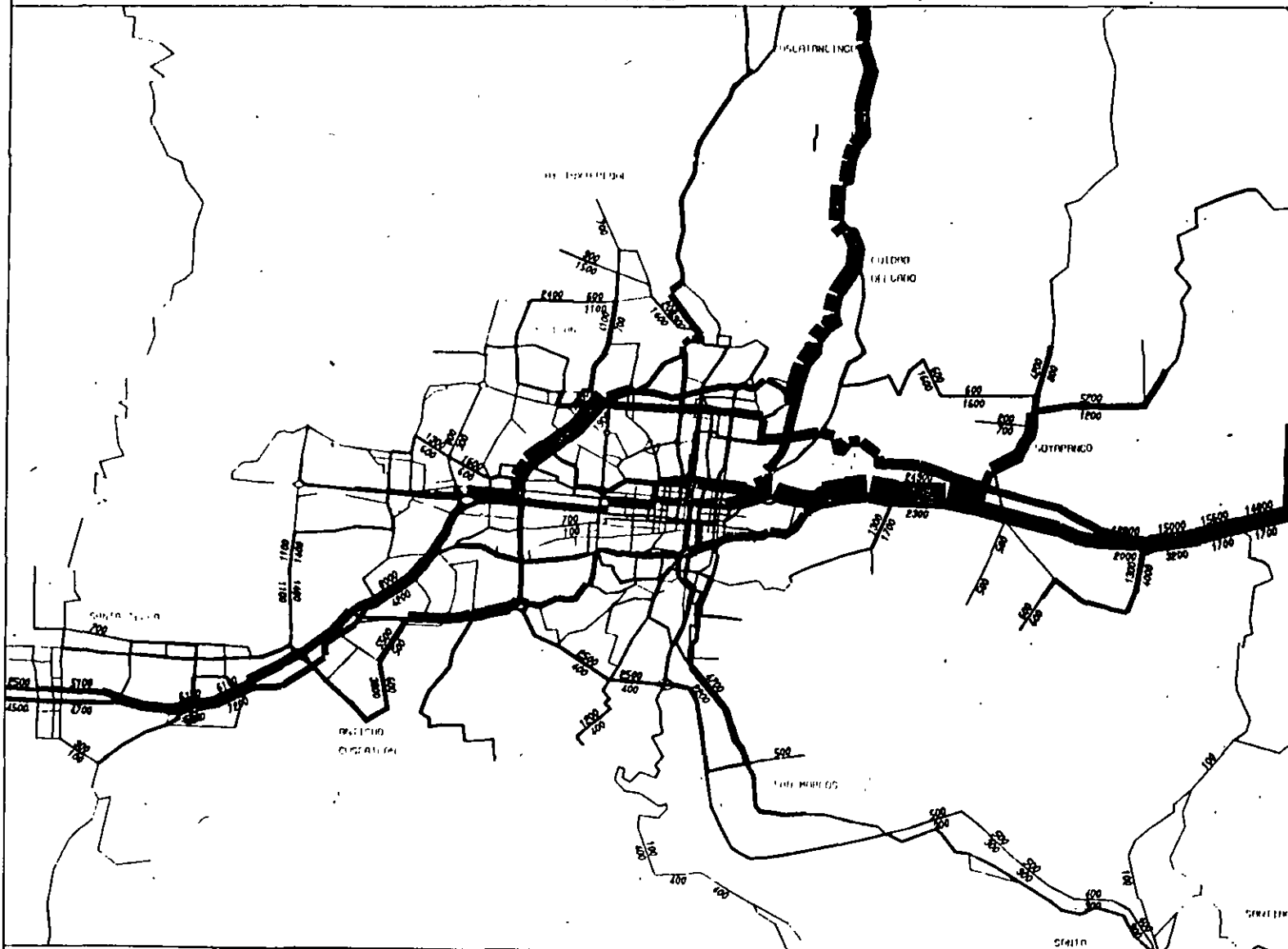
EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENP 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUE
SCENF 1001: ESCENARIO ACTUAL DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO

96-11-08
MODULE:
ITPR386..

Figura 6-42: Volumen de pasaj. en rutas mas corredores propuestos (hora máxima-mañana)

emme/2

LINKS:
type=2.5
!@voltr=0
THRESHOLD:
LOWER: .01
UPPER: 999999



WINDOW:
468.43/279.449
488.67/294.633

EMME/2 PROJECT: PLAN MAESTRO DE TRANSPORTE VEHICULAR DEL AMSS
SCENARIO 2001: ESCENARIO PROPUESTO DE LA RUTAS DE TRANSPORTE PUBLICO
ATTRIB. @voltr: transit volumes

96-11-08 08:14
MODULE: 2 13
IITPR386...rt

69



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

**LA ADMINISTRACION Y LA PERSPECTIVA HISTORICA DE LA
SOCIEDAD**

EXPOSITORES: ING. J. ANTONIO MALACON DIAZ

1997



SEGUNDO DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE ADMINISTRACION EN EL TRANSITO *

2 DE JUNIO DE 1997. MEXICO, D.F.

LA ADMINISTRACION Y LA PERSPECTIVA HISTORICA DE LA SOCIEDAD. ①

La perspectiva histórica es importante. Los seres humanos empezaron la transición de sociedades cazadores y recolectores a comunidades agricultoras alrededor de 3000 años a.C. El desarrollo de la agricultura representó un cambio radical en las actividades productivas de constante movilización para cazar o recolectar, dependiendo en las extremidades inferiores humanas para asentarse en un área para utilizar la tierra para la producción.

Con un enfoque figurativo, podemos interpretar que la tierra sustituyó a los pies o a las actividades impulsadas por éstos como medios de producción. En este sentido, el cambio a la agricultura fue también un reemplazo de las funciones pedales, por algo externo al cuerpo humano, esto es, la externalización de las funciones humanas pedales por la tierra como medios de producción.

El siguiente gran giro en la sociedad humana fue la revolución industrial que empezó en el siglo XVIII; la combinación de energía y maquinaria que empezó con la invención del poder de vapor, señaló el nacimiento de la sociedad, en el cual el trabajo que había sido anteriormente realizado a mano, como recolectar algodón podía ser realizada por maquinaria y energía con una mucho mayor productividad.

Para aplicar la misma metáfora, esta industrialización era una externalización de las funciones humanas manuales -gracias a sucesivas revoluciones en la tecnología de la energía del carbón, el combustible fósil el átomo y el desarrollo de maquinaria aún más sofisticada, los seres humanos son ahora incomparablemente más productivos y opulentos que hace 5000 años. Al principio de la era agrícola.

Desde mediados del siglo XX, con el desarrollo de computadoras y de redes de comunicación sofisticadas, los seres humanos se han trasladado de la era industrial a la era de la información. El enfoque de las actividades económicas ha cambiado de la maquinaria a la información que puede ser introducida a computadoras y redes de comunicación, y de energía a información.

Quizá no es muy aventurado decir que ahora vivimos en una sociedad en la que las funciones del ojo, oído, boca humanos, y aún las funciones de memoria y cálculo del cerebro, han sido externalizadas a través del uso de computadoras y redes de comunicación.

Estamos solamente en las etapas iniciales de la sociedad de información intensiva, y el papel de la "información" como una fuerza impulsora en la sociedad continuará seguramente incrementándose en el siglo XXI.

* Conferencia impartida por el Ing. J. Antonio Malacón Díaz.

● **Administración Creativa.** Teruyasu Murakami.

Así que este es el punto donde la actividad económica humana ha avanzado. Durante la actual revolución de la información, nosotros perseguimos todo tipo de actividades que promuevan aún más las economías de información.

Pero, ¿En qué dirección deberíamos concentrar nuestras actividades futuras? En la presente ola de actividades de información intensiva que hay en nuestra sociedad, los administradores seguramente tienen sus manos llenas. Sin embargo, ellos deben tratar de encontrar la forma de la próxima ola, y tranquilamente preparar respuestas apropiadas para ella.

Alvin Toffler se refirió al desarrollo de la sociedad de información intensiva como la tercera ola. En el Nomura Research Institute, creen que la cuarta ola -después del florecimiento de la agricultura, la revolución industrial y el nacimiento de la sociedad orientada a la información será ola de la intensificación de la creatividad, la sociedad externalizará aquellas funciones que permiten a los hombres demostrar su naturaleza humana -sus funciones creadoras-. En esta sociedad, las ideas se convertirán en algo más importante que los datos, y las computadoras serán reemplazadas por "ideadores" que ayudarán a promover la creatividad humana.

En esta época de creación, la sociedad se encontrará como nunca en la creación de nuevos valores. En el plano de los negocios sería una época en la cual la gerencia tendrá como máxima prioridad la creación de tecnología, productos, sistemas y negocios sin paralelos. El sistema social entero sufrirá una transformación junto con las líneas de creatividad.

En la sociedad agrícola se tuvieron sus propias formas de Administración de acuerdo con la cultura de cada país.

En la ola industrial una característica fue la de traer consigo la especialización y estandarización del trabajo y una organización piramidal.

En la era actual de la información se han desarrollado medidas mas nuevas de administración, incluyendo sistemas estratégicos de información denominadas comúnmente como organizaciones "peso de papel". Son organizaciones menos verticales en un acercamiento entre el que dirige y el que realiza las cosas.

En la próxima era habrán de desarrollarse nuevas formas de dirección y organizaciones para evolucionar en una intensificación de la creatividad. La organización de red será en los próximos años una opción dentro de los cambios que ya se están dando en la organización de la era de la creatividad.

MODELOS HISTORICOS DE LA ADMINISTRACION. Se pueden distinguir 3 etapas de modelos de la administración: el modelo clásico; el de las relaciones humanas y el enfoque de sistemas.

El modelo científico, clásico de la administración presenta las siguientes características:

SUPOSICIONES

- A las **PERSONAS**, les **DESAGRADA** inherentemente el **TRABAJO**.
- Lo que la **GENTE GANA** por realizar un **TRABAJO**, es más **IMPORTANTE** que lo que el **TRABAJO** mismo.
- Pocas **PERSONAS**, desean o están capacitadas para realizar **TRABAJOS** que requieren **AUTODIRECCION**, **AUTOCONTROL** o **CREATIVIDAD**.

NORMAS

- El trabajo **BASICO** del **GERENTE**, es **SUPERVISAR** y **CONTROLAR** a los **SUBORDINADOS**.
- Al hacer esto, el **GERENTE** necesita **SUBDIVIDIR** los trabajos en operaciones **SIMPLES**, **REPETITIVAS** y de **FACIL APRENDIZAJE**.
- Finalmente, el **GERENTE** debe establecer **RUTINAS** y **PROCEDIMIENTOS** de trabajo **DETALLADOS** que se implanten con **FIRMEZA** y **JUSTICIA**.

EXPECTATIVAS

- Las **PERSONAS** toleran el **TRABAJO**, si el **JEFE** es **JUSTO** y la **PAGA** es **DECENTE**.
- Si el **TRABAJO**, es lo suficientemente **SENCILLO** y las **PERSONAS** están **CONTROLADAS** de manera **RIGIDA**, alcanzarán el **ESTANDAR** de producción.

Las aportaciones más importantes al marco conceptual de la administración científica, las ha dado Taylor y sus aportaciones al modelo han sido:

1. **DELIMITACION** clara de la **AUTORIDAD** y **RESPONSABILIDAD**.
2. **SEPARACION** de la **PLANEACION** y la **OPERACION**.
3. La **ORGANIZACION** de tipo **FUNCIONAL**.
4. El **USO** de **ESTANDARES** en el **CONTROL**.
5. El **DESARROLLO** de los **SISTEMAS** de **INCENTIVOS** para beneficio de los trabajadores.
6. Los **PRINCIPIOS** de la **ADMINISTRACION** por **EXCEPCION**.

7. La ESPECIALIZACION del TRABAJO.

EL MODELO DE LAS RELACIONES HUMANAS SE INCORPORA Y AMPLIA LA TEORIA CLASICA.

- Surge la **EDAD DE ORO DEL SINDICALISMO**, las **LEGISLATURAS** y las **CORTES**, apoyaron activamente el **TRABAJO ORGANIZADO** y al **TRABAJADOR**.
- Se empezó a poner mayor interés en el **ENTENDIMIENTO** al **TRABAJADOR** y a sus necesidades.
- Los **ADMINISTRADORES**, comprobaron que la **TEORIA CLASICA**, no lograba una eficiencia completa en la **PRODUCCION**, ni la armonía en el lugar de trabajo.
- Comenzaba a **EVIDENCIARSE**, que el **INDIVIDUO**, ya no se podía considerar como un simple **APENDICE DE LA MAQUINA**.
- Los **GERENTES**, empezaron a comprender, que si bien, la **ADMINISTRACION** podía buscar **HABILIDADES** y **METODOS ESTANDAR**; era **IMPOSIBLE** esperar una **CONDUCTA** carece de **EMOCIONES** Y perfectamente **ESTANDAR** por parte de los **EMPLEADOS**.
- Comprendieron que la **ADMINISTRACION**, debería enfrentarse al **HOMBRE COMPLETO**, en lugar de solo tomar en cuenta sus **HABILIDADES** y **APTITUDES**.

EN PRINCIPIO LOS TEORICOS DE ESTA CORRIENTE, COMENZARON A DESARROLLAR SU TESIS BAJO CIERTAS PREMISAS.

- No pusieron en tela de juicio los **PRINCIPIOS BASICOS** de la **ESPECIALIZACION DE LAS TAREAS**, el **ORDEN**, la **ESTABILIDAD** y el **CONTROL** que eran el fundamento de la **TEORIA CLASICA**.
- Simplemente, trataron de añadir una **DIMENSION UN POCO HUMANA** a la orientación de la **ADMINISTRACION**.
- El principal respaldo a muchos de los conceptos de **RELACIONES HUMANAS**, se dio gracias a los estudios de **CIENCIAS SOCIALES** que se realizaron, siendo los **MAS FAMOSOS**, los que sobre la conducta humana en condiciones de trabajo fueron efectuadas en la compañía **Western Electric de Chicago**, entre 1924 y 1933.
- **ELTON MAYO** y varios de sus colegas de **HARVARD**, llevaron a cabo estos estudios, y a través de ellos, proporcionaron un panorama interesante de la **TRANSICION DE LA ADMINISTRACION CIENTIFICA**, hacia el movimiento de las **RELACIONES HUMANAS**.

EL ENFOQUE DE SISTEMAS EN LA ADMINISTRACION.

- "Todo se **RELACIONA** entre sí, aunque en grandes variables de **TENSION** y

RECIPROCIDAD. Cualquier **UNIDAD, ORGANIZACION, DEPARTAMENTO** o **GRUPO** de **TRABAJO, TOMA** recursos, los **TRANSFORMA** y los **MANDA** fuera, y entonces **INTERACTUA** con el **SISTEMA** más grande*.

- De acuerdo a esta **TEORIA** las **ESTRUCTURAS SOCIALES** constan de cinco partes básicas:
 1. **EL INDIVIDUO:** La **PERSONA** se incorpora a la **ORGANIZACION** con una estructura de **PERSONALIDAD** determinada. Hay ciertas cosas con las que puede **CONTRIBUIR** y otras que desea **OBTENER** a **CAMBIO**.
 2. **LA ORGANIZACION FORMAL:** Dentro de esta **ESTRUCTURA** existen **DIVISIONES, DEPARTAMENTO** y **UNIDADES** y en cada una de estas últimas existen **POSICIONES INDIVIDUALES** que representan **AUTORIDAD** y **RESPONSABILIDAD**.
 3. **LA ORGANIZACION INFORMAL:**
 - Al igual que la **FORMAL**, exige del **INDIVIDUO** ciertas demandas y para **SEGUIR** siendo **MIEMBRO** de la misma, **ESTE** debe de **COMPORTARSE** en forma apropiada.
 - La organización **FORMAL** e **INFORMAL** no siempre están en **CONFLICTO**.
 4. **UN PROCESO DE FUSION:** Se desarrolla entre los **TRES ELEMENTOS** anteriores, **MEDIANTE** el cual, cada uno **MODIFICA** y **CONFORMA** al otro. En última instancia, este **DAR** y **TOMAR** da como resultado la **CONSERVACION** de la **INTEGRIDAD DE LA ORGANIZACION**.
 5. **EL LUGAR FISICO:** Donde se **DESARROLLA** el **TRABAJO**. En este medio ambiente se desarrolla la **INTERACCION** de **INDIVIDUOS** y sistemas de **MAQUINAS**.
- Estas cinco partes constituyen lo que se conoce como el **SISTEMA ORGANIZACIONAL**.
- Este **SISTEMA** opera dentro del **MEDIO AMBIENTE** y está en constante **INTERACCION** con el.
- En principio esta **TEORIA** amplía los modelos **CLASICO** y de **RELACIONES HUMANAS** para **INCLUIR** tanto el **MEDIO AMBIENTE EXTERNO** como el **INTERNO**.
- Con ello observan la **ORGANIZACION** como un **ECOSISTEMA**, que debe **ADAPTARSE** continuamente al **MEDIO** que lo rodea, recibiendo estímulos del **AMBIENTE EXTERNO** y modificando en forma acorde sus **RELACIONES** con dicho **AMBIENTE** la **ORGANIZACION** es pues un **SISTEMA ABIERTO**.

LA ADMINISTRACION TRADICIONAL Y ENFOQUE DE SISTEMAS.

- **La TEORIA TRADICIONAL se enfocó no a la EFICIENCIA como objetivo interno de los ORGANISMOS, sino a las INSTITUCIONES como AGRUPACIONES FUNCIONALES en sus diversos TIPOS, PROCESOS y RELACIONES con la sociedad. En su conjunto, como Entidades PLANEADAS y ESTRUCTURADAS para ALCANZAR OBJETIVOS ESPECIFICOS.**
- **El ENFOQUE DE SISTEMAS (o análisis de sistemas), aplicado a la ADMINISTRACION, parte del supuesto de que "TODO ORGANISMO SOCIAL ES UN SISTEMA", en el que cada uno de sus elementos tienen sus objetivos determinados y limitados. De donde, la ADMINISTRACION se guía por el ANALISIS DE SISTEMAS, en la solución de los problemas de su competencia.**
- **La función principal del ENFOQUE DE SISTEMAS es elevar en forma óptima la EFICACIA DE LA OPERACION de todo ORGANISMO, lo que no siempre significa la OPTIMIZACION de la actividad de todos sus elementos.**
- **La esencia del ENFOQUE DE SISTEMAS se plantea en los aspectos siguientes:**
 - **Formular objetivos y aclarar la jerarquización de los mismos, antes de iniciar cualquier actividad relacionada con la administración, y particularmente, con la toma de decisiones.**
 - **Obtener el efecto máximo, alcanzando los objetivos planteados con un mínimo de gastos, por medio de un análisis comparativo de las diferentes alternativas y eligiéndolas adecuadamente, de tal forma que logremos las metas establecidas.**
 - **Apreciar cuantitativamente los objetivos, métodos y medios de lograrlos, basándose en una apreciación amplia y multifacética de todos los resultados posibles y previstos, y no en criterios parciales.**

LA ADMINISTRACION EN EL TRANSITO.

Para atender los aspectos de administración en el campo del tránsito y en referencia a los ámbitos y modelos administrativos ya comentados, hay que precisar en primer término, que como otros aspectos de la vida de la sociedad, el del tránsito debe de ser enfocado sistémicamente.

Un enfoque sistémico deberá incluir al menos entre otros los siguientes aspectos:

- 1. El transporte.**
- 2. La estructura vial.**
- 3. El uso del suelo.**
- 4. Medio ambiente.**
- 5. El usuario o beneficiario.**

.....

El gran problema en nuestro país es el que intervienen en el manejo de cada uno de los aspectos mencionados diversas autoridades con diferentes ámbitos de competencia. Autoridades Federales; los Gobiernos Estatales y los Municipales. Esta situación complica de manera sustancial el enfoque sistémico.

En una ciudad cualesquiera del país la red vial y uso del suelo está a cargo de autoridades municipales; el transporte público está regulado tanto por autoridades federales como estatales; el mantenimiento y regulación del tránsito a cargo de autoridades municipales y los aspectos ambientales por autoridades del gobierno federal.

Pero algo se debe hacer. En la administración pública pocos avances han tenido impacto en la práctica cotidiana. Existen muchos paradigmas que impiden actuar con flexibilidad en época de cambio. Sin embargo, las exigencias de la sociedad, su nivel de conocimiento y la apertura democrática del país ejercen una fuerte presión para que las cosas cambien. La CALIDAD es una exigencia de toda la vida que en los últimos años es y seguirá siendo el factor de mayor exigencia social. Calidad en las personas y calidad en las organizaciones responsables y calidad en los servicios y productos que se ofrecen.

AMBITOS DE LA CALIDAD. Al hablar de calidad o de calidad total como se estila en estos años, obliga a distinguir 3 grandes sistemas: los duros que producen MERCANCIAS; los suaves que generan servicios a los CLIENTES y los sistemas clínicos que ofrecen servicios especialmente de la administración pública a los USUARIOS o BENEFICIARIOS de la sociedad.

Países como Japón y los Estados Unidos son baluartes en la calidad total de los sistemas duros. En Europa se han desarrollado exitosamente los estándares de calidad en los sistemas suaves, las normas ISO-9000 y la ISO-14000 son un claro ejemplo.

En nuestro país se han establecido círculos de calidad total y programas innovadores hacia la calidad en los sistemas clínicos específicamente de la administración pública en algunos Estados de la República Mexicana.

Hablar de calidad en los sistemas clínicos es referimos a las personas, a las instituciones y al servicio que prestan.

La calidad es un asunto personal, no se logra por decreto ni tampoco porque el jefe lo ordena es asunto de compromiso personal y en una organización debe ser compromiso de todos por eso se le llama calidad total.

Esta se mide por el servicio que se presta. Existen varios instrumentos que permiten avanzar en los sistemas clínicos tales como: TQM; Reingeniería; Trabajo en equipo; Bechmarkin; Justo a tiempo; Liderazgo basado en principios; etc.

¿QUE HACER PARA ADMINISTRAR EL TRANSITO EN EPOCA DE CAMBIOS? La experiencia en los sistemas clínicos que se han establecido en algunos Estados de la República, la experiencia en otros países y las aplicaciones que se han realizado en nuestra experiencia personal, nos permitimos presentar un bosquejo metodológico de una administración en busca de la calidad total con un enfoque sistémico en el que se incorpora las diversas estrategias de los sistemas administrativos y especialmente los referentes a la

planeación estratégica, la reingeniería de los procesos y TQM.

Las diversas tareas las podemos clasificar en las etapas siguientes:

- 1.- **VISION** Lo que queremos.
- 2.- **MISION** Nuestra tarea. La fuerza impulsora a la VISION.
- 3.- **FACTORES DE EXITO** Lo que necesitamos. Descubrir nuestras competencias, hacer Benchmarkin.
- 4.- **OBJETIVOS GENERALES** Lo que queremos lograr. Un enunciado de compromisos.
- 5.- **POLITICAS GENERALES Y ESTRATEGIAS** El cómo lo lograremos.

Estas etapas deberán descansar en toda una escala de valores humanos y sociales que son fundamentales para el éxito que se desea obtener.

VISION. Desarrollar la visión de la organización es un punto toral. Es una tarea destinada a enunciar el escenario futuro que se desea tener. Entre más lejana sea la visión, será mejor los resultados que se esperen.

¿QUIEN DEBE DESARROLLAR LA VISION? Esta es una tarea de liderazgo y deberá desarrollarla un equipo que esté integrado por quienes tomen las decisiones mas importantes en los diversos aspectos que intervienen en el campo del tránsito. Aquí estarían, por ejemplo, representados los responsables de las obras públicas municipales; del desarrollo urbano; del tránsito; del transporte público; de la seguridad vial y del control del medio ambiente, etc.

La visión es un resultado de un proceso de planeación, ésta deberá ser sistémica, participativa y prospectiva. Esto es participarán un grupo interdisciplinario y deberá culminar con una definición concensada de la visión futura. Se pueden utilizar los modelos de CONFERENCIA DE BUSQUEDA O EL DE PLANEACION PARTICIPATIVA DE ATCKOF. La visión es a lo que se espera llegar, es el escenario deseable y debe ser enunciado preferentemente con un mensaje corto que pueda ser útil para su socialización. Es obvio que la visión se tendrá que desarrollar con un reconocimiento del pasado y un entendimiento del presente; en este sentido los dos modelos de planeación sugeridos son especialmente eficaces.

MISION. El grupo de tareas a realizar que acerquen a la visión desarrollada constituye la MISION de la organización. Esta representa la fuerza que va a impulsar a la organización hacia la visión.

Para enunciar la misión, el mismo grupo de alta dirección que participa en el desarrollo de visión, que precisados los aspectos que intervienen en el enfoque sistémico (red vial, transporte, seguridad,...), en relación a cada uno de ellos se enuncian las tareas a desarrollar para que una vez jerarquizadas en relación a las que más impulsen a alcanzar

la visión conformen el paquete de tareas que se denomina MISION.

FACTORES DE EXITO.- La misión contiene una serie de propósitos de carácter general y que resultan de la visión interinstitucional de quienes están dirigiendo los organismos. Los factores de éxito constituyen lo que en planeación se expresa como los medios de que se dispone. Son las oportunidades, las competencias básicas de cada organismo que van a facilitar la realización de las grandes tareas expresadas en la misión.

Descubrir las potencialidades, reconocer mediante Benchmarkin lo que se está haciendo en otros lados exitosamente en este campo, constituyen esta parte del proceso.

OBJETIVOS GENERALES.- Por decirlo de una manera llana, serían los programas, logros por alcanzar, los compromisos de las instituciones que participan de manera sistémica en esta tarea.

Las políticas son declaraciones o ideas generales que guían el pensamiento de los administradores en la toma de decisiones. (Como el ejemplo de la política de dar prioridad al transporte público sobre el privado).

POLITICAS GENERALES Y ESTRATEGIAS.

Las estrategias constituyen o se refieren a la determinación del propósito. Algunos autores especializados centran su atención de las estrategias en los puntos extremos (propósito, misión, metas, objetivos), como en los medios para alcanzarlos (políticas y planes). Otros autores insisten en los medios para alcanzar los fines (la misión) en el proceso estratégico mas que en los fines en si mismos. Es la adopción de un curso de acción y la asignación de recursos necesarios para alcanzar los propósitos. Visto así, los objetivos de los programas son una parte de la elaboración de estrategias.

En la esencia de la política es la discreción y la estrategia se ocupa de la duración en que se aplicará los recursos humanos y materiales con el fin de aumentar la posibilidad de lograr los objetivos seleccionados. Algunas políticas y estrategias pueden ser esencialmente iguales.

Puede ser que una forma de establecer una distinción significativa sea decir que las políticas orientarán el desempeño de un directivo al tomar decisiones mientras que la estrategia implica el compromiso de recursos en una dirección determinada.

La función fundamental de las políticas y las estrategias es unificar y dar duración a los planes, es decir, influyen sobre el curso que la organización intenta seguir, pero por sí solos no aseguran que la organización llega a donde quiere ir.

Cómo puede observarse el desarrollo de la VISION, el enunciado de la MISION y la elaboración de las políticas y estrategias constituyen la esencia de la planeación como fase primordial de la administración. Esta es una tarea de liderazgo y es importante que en ella se involucre las políticas generales de la administración en épocas de información y las de administración creativa a que ya se ha hecho referencia.

Saber a donde se quiere llegar qué caminos podemos seguir y de qué manera podemos asegurar el éxito para llegar al punto deseado constituyen el propósito fundamental de VISION-MISION-POLITICAS GENERALES-ESTRATEGIAS.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

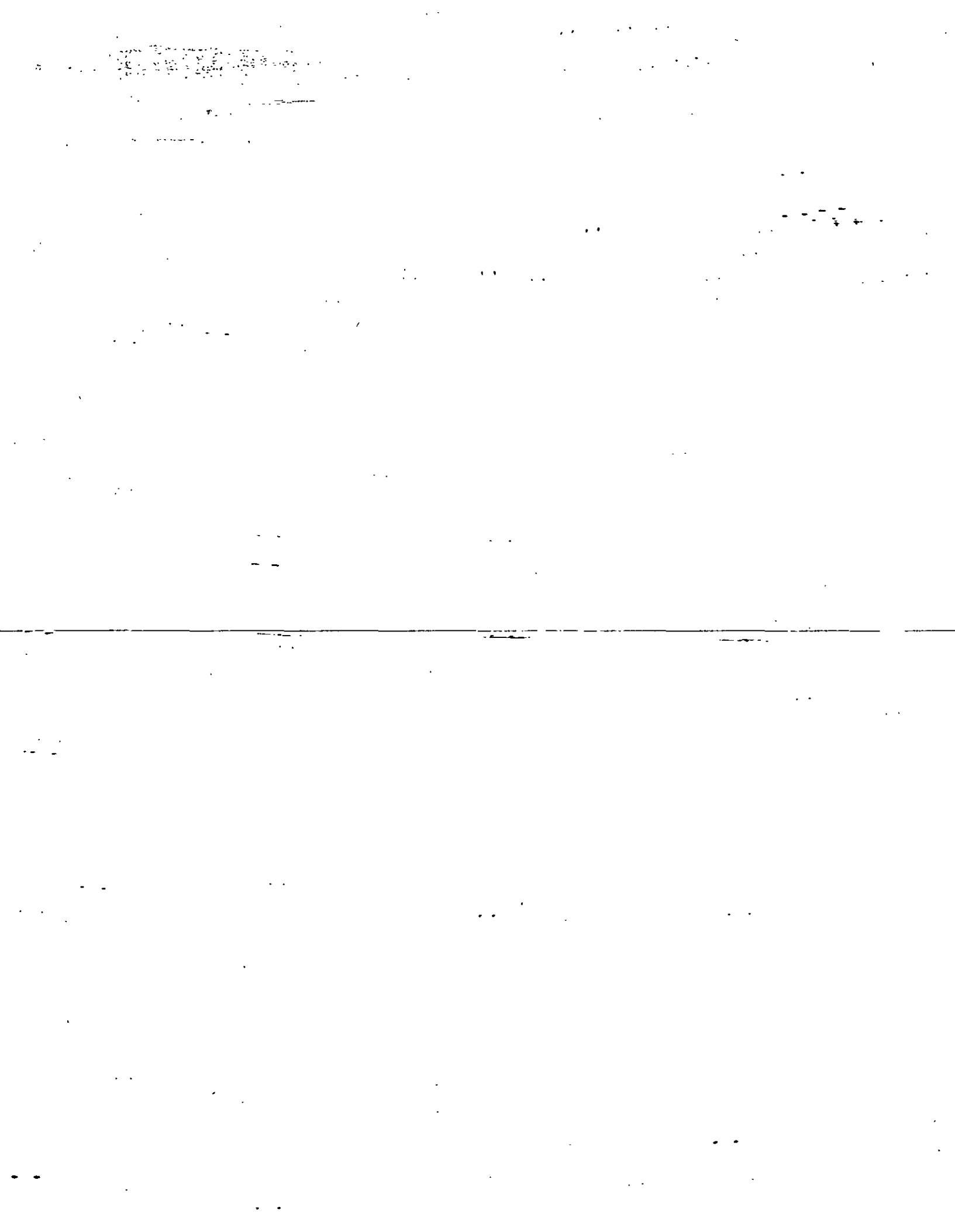
II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

**METODOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA SEGURIDAD Y
CIRCULACION EN VIAS RURALES Y URBANAS**

EXPOSITOR: ING. LUIS ENRIQUE MORENO CORTES

1997



MÉTODOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA SEGURIDAD Y CIRCULACIÓN EN VÍAS RURALES Y URBANAS

ING. MS. LUIS ENRIQUE MORENO CORTÉS

1.- INTRODUCCIÓN.

El crecimiento acelerado de las ciudades y las mayores exigencias en comunicación del transporte terrestre a demandado la construcción de kilómetros de calles y carreteras. Este fenómeno ha generado un mayor uso del vehículo automotor y con ello, la congestión y los accidentes viales han venido convirtiéndose en gran parte de los graves problemas que tienen que afrontar las autoridades federales, estatales y municipales de los países en general.

Los problemas del tránsito, con su manifestación de congestionamientos y accidentes, están ocasionando pérdidas socioeconómicas que han obligado a muchos países a dedicar tiempo y recursos en procura de encontrar soluciones al respecto, tendientes si no a eliminar los accidentes y congestión por completo, por lo menos a reducirlos a niveles razonables.

El propósito fundamental del desarrollo del tema "Métodos Constructivos para Mejorar la Seguridad Vial y Circulación" es presentar una serie de medidas que mejoren los niveles de servicio en vías rurales y urbanas, con el propósito de brindar mayor seguridad a los conductores y un tránsito más fluido; para lo cual se presentan los siguientes temas:

2.- LOS PROBLEMAS DEL TRANSITO.

Para entrar a la búsqueda de soluciones para mejorar la seguridad y circulación en vías rurales y urbanas, se requiere tomar en cuenta los factores que pueden estar originando los problemas del tránsito, manifestándose a través de la congestión y los accidentes; estos pueden resumirse en ⁽¹⁾:

1. Diferentes vehículos en la misma vialidad

- ⇒ Diferentes dimensiones, velocidades y características de aceleración.
- ⇒ Automóviles diversos.
- ⇒ Camiones y autobuses de alta velocidad.
- ⇒ Camiones pesados, de baja velocidad, incluyendo remolques.
- ⇒ Vehículos tirados por animales, que aún subsisten en algunos países.
- ⇒ Motocicletas, bicicletas, vehículos de mano, etc.

2. Superposición del tránsito motorizado en vialidades inadecuadas

- ⇒ Relativamente pocos cambios en la traza urbana.
- ⇒ Calles angostas, torcidas y pronunciadas pendientes.
- ⇒ Aceras o banquetas insuficientes.
- ⇒ Carreteras que no han evolucionado.

3. Falta de planificación en el tránsito

- ⇒ Calles, carreteras y puentes que se siguen construyendo con especificaciones anticuadas.
- ⇒ Intersecciones proyectadas sin bases técnicas.
- ⇒ Previsión casi nula para estacionamiento.
- ⇒ Localización inapropiada de zonas residenciales en relación con zonas industriales o comerciales.

4. El automóvil no considerado como una necesidad pública

- ⇒ Falta de apreciación de las autoridades sobre la necesidad del vehículo dentro de la economía de la ciudad o país.
- ⇒ Falta de apreciación del público en general a la importancia del vehículo automotor.

5. Falta de asimilación por parte del gobierno y del usuario

- ⇒ Legislación y reglamentos de tránsito anacrónicos que tienden más a forzar al usuario del mismo, que a adaptarse a las necesidades del usuario.
- ⇒ Falta de educación vial del conductor y peatón.

Para dar solución a los anteriores problemas viales se requiere de soluciones que procuren un tránsito seguro y eficiente. Se pueden analizar soluciones de tipo integral, parcial de alto costo y parcial de bajo costo.

Solución de tipo integral. Construir nuevos tipos de vialidades (autopistas rurales y urbanas), creando trazos nuevos en las ciudades, destinados a alojar a los vehículos modernos. Estos tipos de solución aparte de representar altas inversiones, han demostrado ser ineficaces sino van acompañadas de soluciones de planificación integral de las ciudades, procurando desestimular la alta concentración de población con medidas de desconcentración de organismos gubernamentales e industrias, dotando a ciudades pequeñas de mayores y mejores servicios, entre otros.

Solución parcial de alto costo. Pueden tomarse en cuenta ensanchamiento de calles, modificaciones de intersecciones, creación de intersecciones canalizadas, implantar sistemas de control automático de semáforos, estacionamientos públicos y privados, etc.

Solución parcial de bajo costo. Estas medidas incluyen la regulación funcional del tránsito, a través de técnicas depurada y educación vial, cambios a la reglamentación del tránsito, definir sistemas de calles con circulación en un sentido, estacionamiento de tiempo limitado, proyectos apropiados viales y de señalización del tránsito, facilidades para la construcción de terminales y estacionamientos, etc.

La solución a los problemas del tránsito de una ciudad o un país, deben atenderse desde diferentes aspectos simultáneamente:

- Planificación vial, para prevenir las demandas del tránsito futuro y se dispongan de soluciones anticipadas.
- Ingeniería de tránsito, que un cuerpo técnico estudie y brinde las soluciones diarias a los problemas del tránsito.
- Educación vial, preparar a los conductores y peatones para que tengan un buen comportamiento en la vialidad.
- Marco legal, que sea actualizado permanentemente y sea un reflejo de las necesidades de la ciudad o país, además de que sea difundido a la comunidad en general.
- Vigilancia policiaca, que tengan buena formación académica para que apliquen correctamente el criterio y procuren el respeto a las leyes y reglamentos.

3.- MEJORAS DE LA SEGURIDAD Y CIRCULACIÓN EN VÍAS RURALES

3.1. IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS ESPECÍFICOS EN TRAMOS CARRETEROS

Para determinar tramos o puntos conflictivos de accidentalidad, se debe aplicar una "metodología para identificar puntos críticos de accidentalidad en carreteras".

La metodología ⁽²⁾ para determinación de causas más probables de accidentes en un sector detectado como crítico se puede resumir en la siguiente figura:

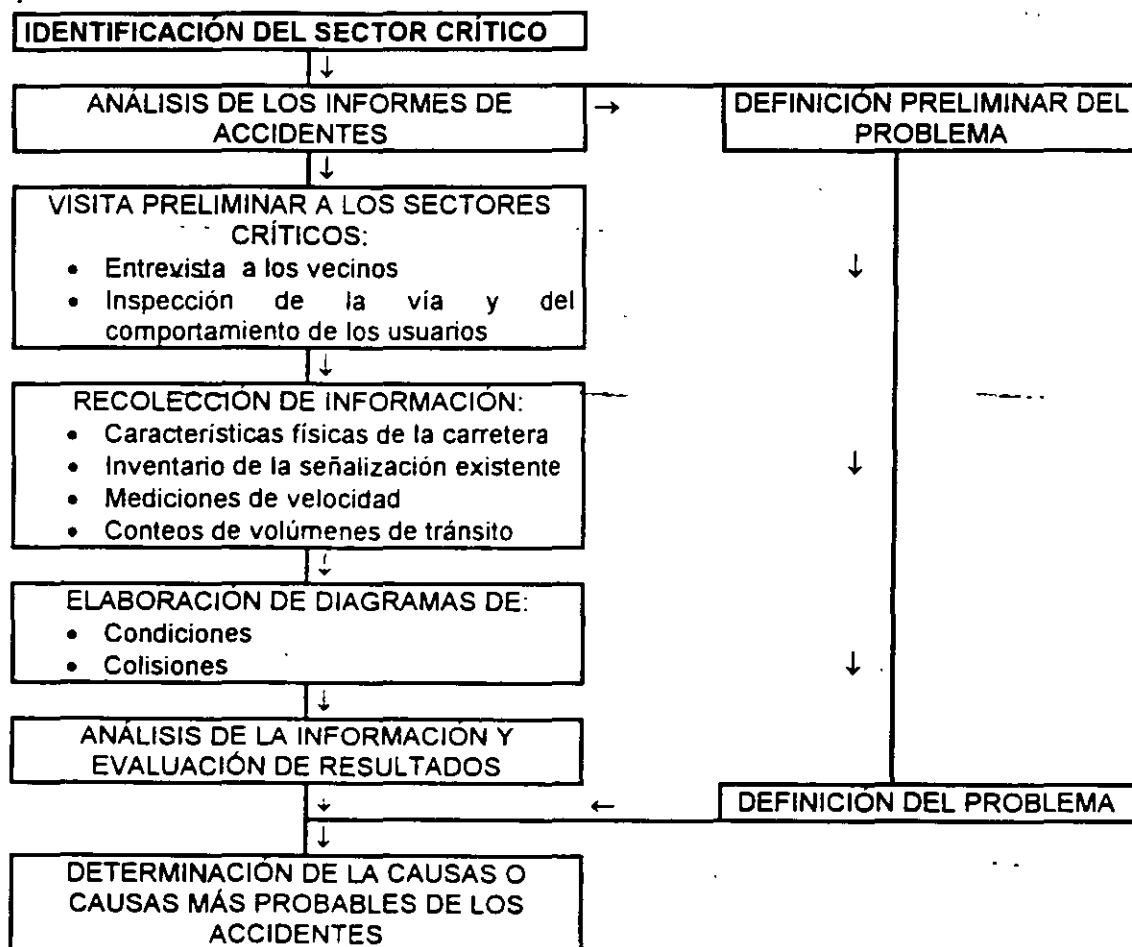


Figura 1.- Procedimiento para la determinación de las causas más probables de los accidentes de un sector crítico en carreteras.

Para determinar si un tramo de carretera presenta problemas de capacidad y niveles de servicio, se aplica principalmente el manual de capacidad norteamericano versión 1895 (Highway Capacity Manual - HCM) ⁽³⁾. La capacidad, que es el número máximo de vehículos que pueden pasar por un punto o sección uniforme de un carril o calzada durante un intervalo de tiempo dado, se define para las condiciones *prevalecientes*, que son factores que al variar la modifican, estos factores se agrupan en tres tipos:

- Condiciones de la infraestructura vial
- Condiciones del tránsito
- Condiciones de control

Para medir la calidad del flujo vehicular se define el concepto de *nivel de servicio*, que es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación de un flujo vehicular, y de su percepción por los motoristas y/o pasajeros. Las medidas de eficacia utilizadas para la definición de los niveles de servicio según el tipo de infraestructura vial se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 1.- Medidas de eficiencia para la definición de los niveles de servicio

Tipo de Infraestructura Vial	Medidas de Eficiencia
Autopistas Segmentos básicos de autopista Entrecruzamientos Rampas de enlace	Densidad (veh.lig./km/carril) Velocidad media de recorrido (km/h) Tasas de flujo (veh.lig./h)
Carreteras Multicarriles Dos carriles Intersecciones sin semáforo	Densidad (veh.lig./km/carril) Demora porcentual (%) y velocidad media de recorrido Capacidad remanente (veh.lig./h)

3.2. GUÍA PARA LA FORMULACIÓN DE PROPUESTAS DE SOLUCIÓN A PROBLEMAS IDENTIFICADOS EN TRAMOS CARRETEROS.

Una vez identificadas las causas más probables de accidentalidad o congestión en el tramo, se procederá a plantear una serie de propuestas tendientes a reducir la accidentalidad o elevar el nivel de servicio del sector. La decisión para usar un dispositivo en particular o implementar una serie de medidas deberá tomarse sobre la base de un estudio de ingeniería de tránsito.

Es bastante difícil dar recomendaciones específicas con el fin de plantear una solución, pues cada caso estará rodeado de ciertas condiciones particulares que hacen que los planteamientos sean siempre distintos; sin embargo, se presenta un patrón de soluciones que pueden orientar al ingeniero a encontrar la solución.

Dependiendo los recursos económicos disponibles, las recomendaciones para implementación se formularán para que las obras sean realizadas a corto, mediano y largo plazo. En general, se pueden clasificar las soluciones dependiendo si el sitio crítico está ubicado en tramos curvos, rectos y en intersecciones ⁽²⁾.

3.2.1. TRAMOS CURVOS

Los tramos críticos que se encuentran en curvas, es común cuando se localiza en terreno montañoso, con pendientes longitudinales fuertes y radios de curvatura pequeños, o comprenden varias curvas sucesivas con entretangencias mínimas entre una y otra.

Las causas de accidentalidad o congestión en este tipo de tramos son:

- Aún la limitación de radios de curvatura pequeño y distancia de visibilidad muy corta, los conductores ejecutan maniobras de adelantamiento.
- Velocidad de aproximación a la curva mayores que la máxima de seguridad que permite las características de la curva.
- Presencia de un alto porcentaje de vehículos pesados en el ascenso, que por su lentitud originan congestión y dificultan la operación del tránsito.
- Cuando el pavimento se encuentra húmedo y los vehículos toman las curvas a velocidades muy altas, los conductores se ven obligados a frenar intempestivamente, lo que produce un deslizamiento que los desvía de su trayectoria original.
- Carencia de señalización y demarcación adecuada que guíe e informe a los conductores, principalmente de noche o en condiciones climáticas adversas.

Con el fin de aumentar la seguridad en tramos constituidos por una curva o serie de curvas se presentan algunas recomendaciones:

De forma inmediata:

- Señalización y demarcación adecuada de todo el sector, incluyendo los tramos de aproximación.
- Colocación de delineadores de curva peligrosa, indicando el sentido de la curva, y barreras de seguridad.

A mediano plazo:

- Reductores de velocidad del tipo de "superficie rizada" en las rectas de aproximación a la curva, cuya construcción y especificaciones técnicas dependerán del porcentaje de velocidad a reducir.
- Cuando existan problemas de deslizamiento, deberá proveerse al pavimento de un tratamiento superficial que lo proteja del desgaste y proporcione una superficie antideslizante.
- Para facilitar las maniobras de adelantamiento, se deberá procurar demarcar tres camiles (dos para el ascenso y uno para el descenso) cuando el ancho de calzada lo permita.

A largo plazo:

- Rediseño de los elementos geométricos con el fin de proporcionar a los usuarios mayor comodidad y seguridad, al aumentar los radios de curvatura, dotar de sobreancho a las curvas, ampliar entretangencias, mejorar desarrollo de peraltes, etc.

- En tramos donde la pendiente longitudinal sea fuerte y la calzada demasiado angosta, se deberá diseñar y construir un tercer carril para el ascenso que faciliten el adelantamiento de vehículos lentos.

Para mayor ilustración, ver la figura 2 y 2A.

3.2.2. TRAMOS RECTOS

Las recomendaciones en este tipo de tramos dependerá de varias condiciones: existencia de construcciones aledañas (entorno semi-urbano), pendiente longitudinal, ancho de la calzada y la existencia o no de acotamientos (bermas), entre otras.

Las causas más probables de accidentes y congestión en tramos rectos son:

- Exceso de velocidad, debido a las altas velocidades que se pueden alcanzar debido al alineamiento horizontal.
- Los conductores, por el exceso de longitud de tramos rectos sufren, somnolencia.
- Fallidas maniobras de adelantamiento.
- Vehículos mal estacionados.
- Imprudencia de los peatones.
- Salidas y entradas de vehículos sin el debido control.
- La congestión se presenta debido al gran rango de velocidades por diversidad del rendimiento de los vehículos presentes en la corriente del tránsito.

Con el fin de disminuir los accidentes y la congestión en tramos rectos, se presentan algunas recomendaciones:

A corto plazo:

- Colocación de señales y demarcación del sector.
- Colocar líneas transversales con espaciamiento logarítmico para reducir la velocidad.
- Colocar delineadores de curvas peligrosas cuando existan curvas verticales, cóncavas o convexas, para ayudar a visualizar el camino.

A corto o mediano plazo:

- Adecuación o construcción de acotamientos (bermas).
- Adecuación de zonas de estacionamientos provisionales, con servicio telefónico de emergencia.
- Si la zona es semi-urbana, iluminar el sector.
- Señalizar adecuadamente en zonas con alto cruce de peatones, como a la salida de escuelas rurales.
- Si se detectan altas velocidades en el sector, se podrán construir reductores de velocidad del tipo "superficie rizada". Al paso de zonas urbanizadas y con alto cruce de peatones se puede construir un "resalto" con las especificaciones y señalización adecuada.

A largo plazo:

- Construir tramos cortos de cuatro carriles, para facilitar el adelantamiento de vehículos lentos.
- Si el nivel de servicio es muy bajo y la carretera es de dos carriles, se recomienda la conversión a carretera de cuatro carriles con o sin separación física central.

Para mayor ilustración, ver la figura 3 y 3A.

3.2.3. INTERSECCIONES

En intersecciones de carreteras rurales es muy común que se formen conglomerados, con construcciones a lado y lado de la vía generalmente ofreciendo servicios, por lo que llegan varios vehículos que en muchos casos se estacionan muy cerca del cruce y restan visibilidad, además de efectuar maniobras que pueden resultar fatales, como salidas imprudentes, frenadas intempestivas, adelantamientos indebidos, etc.

Los autobuses suburbanos o foráneos, que paran sin salirse de la vía (debido a la carencia de bahías), lo que provoca reducción de la capacidad y origina congestión del tránsito. Sus paradas intempestivas muchas veces causan accidentes.

También son causa de accidentes en intersecciones rurales:

- Falta de señalización y demarcación.
- Falta de orientación al usuario, por falta de señales informativas.
- Falta de precaución de los conductores al cruzar.
- Intersecciones no canalizadas, permitiéndose todo tipo de maniobras.
- Falta de iluminación en el cruce.

Con el objeto de solucionar estas causales de accidentalidad, se presentan las siguientes recomendaciones:

En el corto plazo:

- Colocación de las señales necesarias, demarcación adecuada de la vía y señalizarse inclusive las zonas de estacionamiento o paraderos de autobuses.
- Se deberán construir resaltos de radio amplio, en aquellos cruces donde se detecte exceso de velocidad.
- Adecuación de las zonas de estacionamientos, para que no disminuyan la visibilidad.

A mediano plazo:

- Construir reductores de velocidad, tipo "superficie rizada", en los sectores adyacentes al cruce, con el fin de disminuir la velocidad.
- Iluminación del sector, para garantizarle a los peatones seguridad en horas nocturnas, siempre y cuando según el análisis de la información lo justifique.

- Construcción de carriles de aceleración y desaceleración, lugares adecuados de estacionamiento y bahías de autobuses.
- Rediseño de la intersección, en primera instancia a nivel, cuyo objetivo es canalizar el tránsito y permitir un mayor control de maniobras, brindando al usuario comodidad y confort.

A largo plazo:

- Para eliminar el alto número de puntos de conflicto y reducir en gran porcentaje los riesgos, se recomienda proyectar la construcción de un paso a desnivel.

Para mayor ilustración, ver la figura 4 y 4A.

De cualquier manera, la solución que se proponga debe estar dirigida a eliminar aquellas causas identificadas como las más probables, las cuales hayan originado el mayor número de accidentes y de víctimas.

3.3. MEJORAS SENCILLAS EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

Como es sabido, las carreteras de dos carriles constituyen el principal tipo de vías que poseen los países latinoamericanos, excepto México donde las vías multicarriles y autopistas van desarrollándose con gran ímpetu.

Al aumentar diariamente la demanda del tránsito en las carreteras de dos carriles, crece también la necesidad que tienen los vehículos más rápidos por adelantar a los más lentos y disminuye las oportunidades de sobrepaso, lo que se traduce en demoras intolerables y maniobras peligrosas que muchas veces terminan en un trágico accidente.

La solución más técnica sería la conversión la carretera de dos carriles en una vía multicarril, pero resultaría esta medida demasiado costosa y sólo se justificaría económicamente donde la demanda del tránsito es mucho mayor, como sucede cerca de las grandes ciudades.

Existen mejoras menos costosas y se aplican localmente, donde los problemas de demoras o accidentalidad son más apremiantes. Estas mejoras aplazarían la construcción de carreteras multicarriles, pues se utilizan donde se necesitan.

Las mejoras sencillas se han clasificado en tres grupos, de acuerdo a su función principal, como se expresa a continuación ⁽⁴⁾:

Tratamiento para mejorar el adelantamiento:

1. Carriles de adelanto
2. Tramos cortos de cuatro carriles
3. Tercer carril de ascenso

Tratamiento para reducir conflictos de giro:

1. Vías de desviación por el acotamiento (bermas).
2. Carriles para girar a la izquierda en dos sentidos.

Tratamiento para mejorar la seguridad:

1. Adecuación de acotamientos (bermas) para la circulación de bicicletas.
2. Reductores de velocidad.
3. Paraderos de autobuses.
4. Carriles de escape para camiones.

En la tabla 2 se presentan las características generales de estas mejoras.

Tabla.2. Características generales de las mejoras para carretera de dos carriles

MEJORA	EFECTOS (*)	
	DEMORAS	ACCIDENTALIDAD
Carriles de adelanto	Reducción	Reducción
Tramos cortos de cuatro carriles	Reducción	Reducción
Tercer carril de ascenso	Reducción	Reducción
Desviación por el acotamiento	Pequeña reducción	Reducción
Carriles de giro izquierdo en dos sentidos	Pequeña reducción	Reducción
Bicicletas por el acotamiento	Pequeña reducción	Reducción
Reductores de velocidad	Aumento	Reducción
Paraderos de autobuses	Pequeña reducción	Reducción
Carriles de escape	Nada	Reducción

(*) Otros efectos adicionales de estas mejoras son la reducción del consumo de combustible, reducción de los costos de operación y disminución de la contaminación atmosférica

3.3.1. TRATAMIENTO PARA MEJORAR EL ADELANTAMIENTO

1.- Carriles de adelanto :

- Definición :Son carriles adicionales construidos en determinados tramos de una vía, donde es económico añadirlos, para mejorar las oportunidades de sobrepaso. No se deben confundir con los carriles de ascenso, que se ubican en cuestas empinadas, para que lo usen los vehículos lentos, y que normalmente resultan costosos por lo grandes movimientos de tierra que exigen. Al agregar el carril de adelanto se puede prohibir o permitir el adelantamiento en el sentido opuesto según las restricciones de velocidad que existan.
- Función : Esta es en general reducir las demoras causadas por los vehículos lentos y la probabilidad de accidentes motivada por la manobra de sobrepaso. Específicamente, los carriles de adelanto se usan :

- a) Aisladamente, para proporcionar oportunidades de adelanto antes de un sitio crítico de la vía donde haya una reducción de capacidad, tal como una cuesta larga y empinada.
 - b) En grupo, para disolver los pelotones que se forman en un tramo crítico de la vía, donde la demanda de sobrepaso es mayor que la oportunidad para sobrepasar, sin que haya un sitio definido de capacidad restringida.
- Diseño geométrico: A continuación se presenta las longitudes óptimas de carriles de adelanto y las longitudes de las transiciones. La geometría del tramo se presenta en las figuras 5 y 5A, así como los tipos de localización se presentan en la figura 5B.

Tabla 3. Longitud óptima de carriles de adelanto ⁽⁴⁾

Volumen en un sentido en la hora pico (veh/h)	Longitud óptima del carril de adelanto (m)
100	800
200	800 - 1200
400	1200 - 1600
700	1600 - 3000

Tabla 4. Longitud de transición de carriles de adelanto ⁽⁴⁾

Percentil 85 de la velocidad en Km/h	Ancho del carril de adelanto, m					
	3.00	3.10	3.35	3.50	3.65	3.70
30	18	18	20	20	21	22
40	31	32	35	36	38	38
50	49	50	54	57	59	60
60	70	72	78	82	85	86
70	95	99	107	111	116	118
80	150	155	168	175	183	185
90	169	174	188	197	205	208
100	188	194	209	219	228	231

2.- Tramos cortos de cuatro carriles :

- Definición : Constituyen una ampliación de una carretera de dos carriles a cuatro carriles en un tramo menor de 5 kilómetros.
- Función : Es esencialmente la misma que la de los carriles de adelanto : reducir las demoras causadas por los vehículos lentos y la probabilidad de accidentes motivada por la maniobra de sobrepaso.
- Eficiencia y seguridad : No suele ser tan eficientes como los carriles de adelanto por dos razones fundamentales :

- a) Su ubicación puede ser la óptima con respecto a la función que deben realizar para sentido del tránsito, pero no es necesariamente la óptima para el tránsito que va en sentido contrario.
- b) Muchas veces la topografía favorece la construcción económica de un carril suplementario a un lado de la calzada, pero no al otro lado.

Por otra parte, en países donde hay muchos conductores que no estén acostumbrados a circular por calzadas de tres carriles, es posible que el tramo de cuatro carriles sea más seguro que el carril de adelanto único, sobre todo si se construye con camellón (separador) o barrera central divisoria.

- Diseño geométrico: La geometría del tramo se presenta en la figura 6. La longitud de estos tramos no deben ser inferior a 1.5 metros ni superior a 2.5 kilómetros ⁽³⁾. Puede construirse con separador central o no. Las zonas de transición se diseñan de acuerdo a la tabla 4, en forma similar a los carriles de adelanto.

3.- Tercer carril de ascenso:

- Definición: Corresponde a la construcción de un tercer carril de ascenso en tramos carreteros con pendiente longitudinal superior al 3% y longitud mayor de 800 m
- Función: Facilitar las maniobras de adelantamiento en tramos donde por su pendiente, longitud se disminuye notablemente el rendimiento de los camiones pesados, causando demoras excesivas a los vehículos rápidos o de mejor rendimiento.
- Diseño geométrico ⁽⁵⁾: El esquema de operación y sección transversal propuesto se presenta en las figuras 7y 7A. El segmento a ampliar, el tercer carril de ascenso debe iniciarse a partir del sitio en que un vehículo con la relación peso/potencia igual a 210 kg/hp alcance una velocidad de 50 km/h, pero puede iniciarse antes si hay restricciones de velocidad; y para la terminación, procurar que sea después de la cresta de la curva vertical en el sitio donde pueda retomar la velocidad de 50 km/h o cuando menos 60 m después de un sitio con distancia de visibilidad suficiente que permita a los vehículos que circulan por los dos carriles, incorporarse con seguridad en uno solo.

La longitud de transición del tercer carril de ascenso (L_f) deberá calcularse mediante la siguientes ecuación:

$$L_f = 0.62 (v) (a)$$

En donde:

- L_f = Longitud de transición al final del tercer carril (m)
- v = Velocidad de operación (km/h)
- a = Anchura del tercer carril de ascenso (m)

Asimismo, la longitud de transición al inicio del tercer carril de ascenso (L_i) deberá determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$L_i = 0.65 L_f$$

En donde:

L_i = Longitud de transición al inicio del tercer carril (m)

L_f = Longitud de transición al final del tercer carril (m)

Para mayor comprensión, se ilustra en las figuras 8, 8A y 8B, un ejemplo de un segmento de carretera ampliado ⁽⁵⁾.

3.3.2. TRATAMIENTOS PARA REDUCIR CONFLICTOS DE GIRO

1.- Carril de desviación por el acotamiento (berma):

- **Definición.** Es un carril que se construye adecuando un tramo de acotamiento (berma) para que se pueda sobrepasar a vehículos detenidos que esperan una brecha adecuada para girar a la izquierda.
- **Función.** Proporcionar una zona de adelantamiento segura en aquellos sitios donde es común la maniobra de giros a la izquierda. Se logra disminuir las demoras, mejorar la circulación por la vía y favorecer la seguridad.
- **Diseño geométrico ⁽⁴⁾:** El ancho de carril mínimo debe ser de 3.10 m y el deseable de 3.70 m. La longitud del carril adicional debe ser pequeña, entre 75 a 150 m, para que los conductores no tomen estos carriles como zona de adelantamiento a vehículos lentos y sólo se use cuando haya vehículos girando. La longitud varía según el lugar y el volumen de tránsito. La figura 9 ilustra los criterios de diseño de desviación por el acotamiento (berma).

Las transiciones de entrada y salida son cortas, debido a que los conductores deben ir a velocidades bajas (de 40 a 50 km/h). La tabla siguiente presenta esos valores.

Tabla 5. Longitudes del carril de desviación por el acotamiento

Tramo	Longitud (m)
Transición de entrada	15 a 30 m
Carril de acceso	30 a 60 m
carril de salida	15 a 30 m
Transición de salida	15 a 30 m

2.- Carriles para girar a la izquierda en dos sentidos :

- **Definición:** Son carriles en medio de una calzada para proveer una zona segura de deceleración y espera a los vehículos que necesitan realizar una maniobra de giro a la izquierda en cualquiera de los sentidos de la vía.
- **Función:** Proporcionar un lugar de espera a los vehículos que giran desde la calzada sin que se entorpezca la circulación de los vehículos que siguen de frente, y brindar un refugio seguro a los vehículos que giran hacia la calzada.
- **Diseño geométrico ⁽⁴⁾ :** Un esquema geométrico recomendado se presenta en la figura 10. El ancho de carril mínimo debe ser de 3.10 m y el deseable de 3.70 m. El ancho del acotamiento (berma) no debe disminuirse por la construcción del nuevo carril y si es menor de 1.20 m debe ampliarse hasta este valor. La longitud de transición de los dos carriles normales, debe hacerse según lo indicado en la tabla 4, de acuerdo al percentil 85 de la velocidad de los vehículos y el ancho del carril.

3.3.3. TRATAMIENTO PARA MEJORAR LA SEGURIDAD

1.- Adecuación del acotamiento (berma) para el tránsito de bicicletas:

- **Definición:** Adaptación del acotamiento (berma) para que funcionen como ciclovías.
- **Función:** Proporcionar una vía más segura para los ciclistas que transitan por las calzadas de carreteras rurales y reducir las demoras que causa el tránsito de bicicletas por la calzada a los vehículos más rápidos.
- **Diseño geométrico:** Basándose en los espacios que necesitan los ciclistas, según experiencias internacionales, es posible determinar aproximadamente el ancho de acotamiento que es preciso adecuar para el tránsito de bicicletas. El ancho mínimo de acotamiento acondicionada debe ser de 1.10 m.

2.- Reductores de velocidad:

- **Definición:** Son elementos que se instalan, se forman o se pintan en la calzada de una carretera de dos carriles para inducir o causar físicamente una reducción de velocidad del tránsito en los sitios que se estime necesario hacerlo.
- **Tipos:** Los más empleados son las líneas reductoras de velocidad, los sonorizadores, las ondulaciones y resaltos (topes). Estos reductores se usan en los casos en que la señalización vial por sí sola no puede reproducir las reducciones de velocidad necesarias.

(A) Líneas reductoras de velocidad:

- **Definición:** se les llama así a las líneas transversales que se pintan en el pavimento a lo ancho de una calzada o carril, a separaciones decrecientes, que dan a los conductores la sensación de aumento en la velocidad de su vehículo, aunque no ocurra en realidad.
- **Función:** Hacer reducir la velocidad por ilusión óptica en lugares donde es preciso hacerlo por motivos de seguridad.
- **Procedimiento:** De acuerdo al percentil 85 de la velocidad a flujo libre y la velocidad a que se desea que circulen los vehículos, se determina la diferencia de velocidades; luego, de acuerdo a la tabla 6, se determina el número de líneas transversales requeridas y su espaciamiento necesario. Se debe complementar la medida con señalización vertical adecuada. Para mayor detalle ver figura 11.

(B) Sonorizadores:

- **Definición:** Son porciones de calzada ásperas y rugosas, destinadas a producir un ruido y vibración que pueda percibir el conductor de un vehículo. Se usan para advertir al conductor la presencia de un peligro, de un dispositivo para regular el tránsito, o en general en cualquier circunstancia que requiera su atención y una disminución de la velocidad del vehículo.
- **Función:** Hacer reducir la velocidad del conductor, a través del ruido o vibración del vehículo. Se suelen usar: a la entrada a poblaciones, en proximidad a curvas peligrosas, cuando se llega a una caseta de cobro de peaje, antes de un puente angosto, al llegar a una señal de "alto" o semáforo inesperado, en cruce de vías férreas, a la entrada de gloriets, antes de un punto de confluencia, entre otros. Para mayor detalle ver figura 12.

(C) Resaltos (topes) y ondulaciones:

- **Definición:** Son protuberancia que se construyen en la calzada o para regular la velocidad de los vehículos. No se usan en las carreteras propiamente dichas, sino en vías vinculadas a éstas donde los vehículos circulan a bajas velocidades.

Los resaltos son anchos y estrechos, y caben entre las ruedas de los vehículos normales. Son de perfil de curva circular con ancho comprendido entre los 15 cm y 1m de ancho, y alto de 5 a 15 cm.

Las ondulaciones son bajas y largas, y su ancho excede generalmente la distancia entre ejes de los vehículos. Son de perfil de curva parabólica o circular. Su ancho es generalmente de 3.5 a 4.0 m y su altura de 7 a 10 cm.

- **Función:** Ambos se usan para obligar físicamente a reducir la velocidad de los vehículos, pero los primeros se destinan principalmente a aquellos lugares donde se desee que los vehículos paren en firme. Para mayor detalle ver la figura 13 .

3.- Defensas o Barreras de seguridad :

- Definición: Son dispositivos de materiales rígidos, como el concreto (poco recomendado) o acero, destinados a proteger a los usuarios de la vía cuando los vehículos se desvían de su trayectoria hacia sitios peligrosos.
- Función: Impedir que un vehículo sin control choque contra un objeto físico o contra peatones u otros vehículos, sin que la acción restrictiva de la barrera cause grandes daños al vehículo y a sus ocupantes. Las investigaciones más recientes recomiendan que sean de acero. Para mayor detalle ver figura 14, 14A y 14B.

4.- Paraderos de autobuses suburbanos o foráneos :

- Definición: Lugar acondicionado fuera de la calzada para que un autobús suburbano o foráneo pueda efectuar una parada corta o larga.
- Función: Proporcionar un sitio cómodo para que los vehículos de pasajeros puedan ascender y descender pasajeros del vehículo en forma segura, reducir conflictos con el tránsito que circula por la carretera, y disminuir los posibles accidentes a peatones o accidentes por alcance.

5.- Carriles de escape:

- Definición: Un carril de escape es una pista emplazada a un lado de la carretera, con superficie de retención que puede ser de tratamiento superficial, en arena o grava triturada o de río. Su longitud oscila entre 90 y 900 metros y suele tener una barrera inercial al final de la pista.
- Función: Los carriles de escape constituyen uno de los medios mejores y de uso frecuente para detener a los camiones que pierden la acción de frenado en plena marcha. Estos carriles logran detener el vehículo por fricción, gravedad o por combinación de ambas fuerzas, lo que evita de esta forma accidentes fatales con pérdidas de vidas humanas o materiales. Se construyen junto a pendientes descendentes fuertes y largas, y también al final de un tramo recto de gran longitud. ver figura 15.

4.- MEJORAS DE LA SEGURIDAD Y CIRCULACIÓN EN VÍAS URBANAS

4.1. IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS ESPECÍFICOS EN VÍAS URBANAS

Para determinar tramos o puntos conflictivos de accidentalidad, se debe aplicar una "metodología para identificar puntos críticos de accidentalidad en urbanas".

La metodología ⁽⁶⁾ para determinación de causas más probables de accidentes en un sector detectado como crítico es muy similar a la del sistema carretero, cambiando el cálculo de los índices y el planteamiento de algunas soluciones; la siguiente figura resume esta metodología.

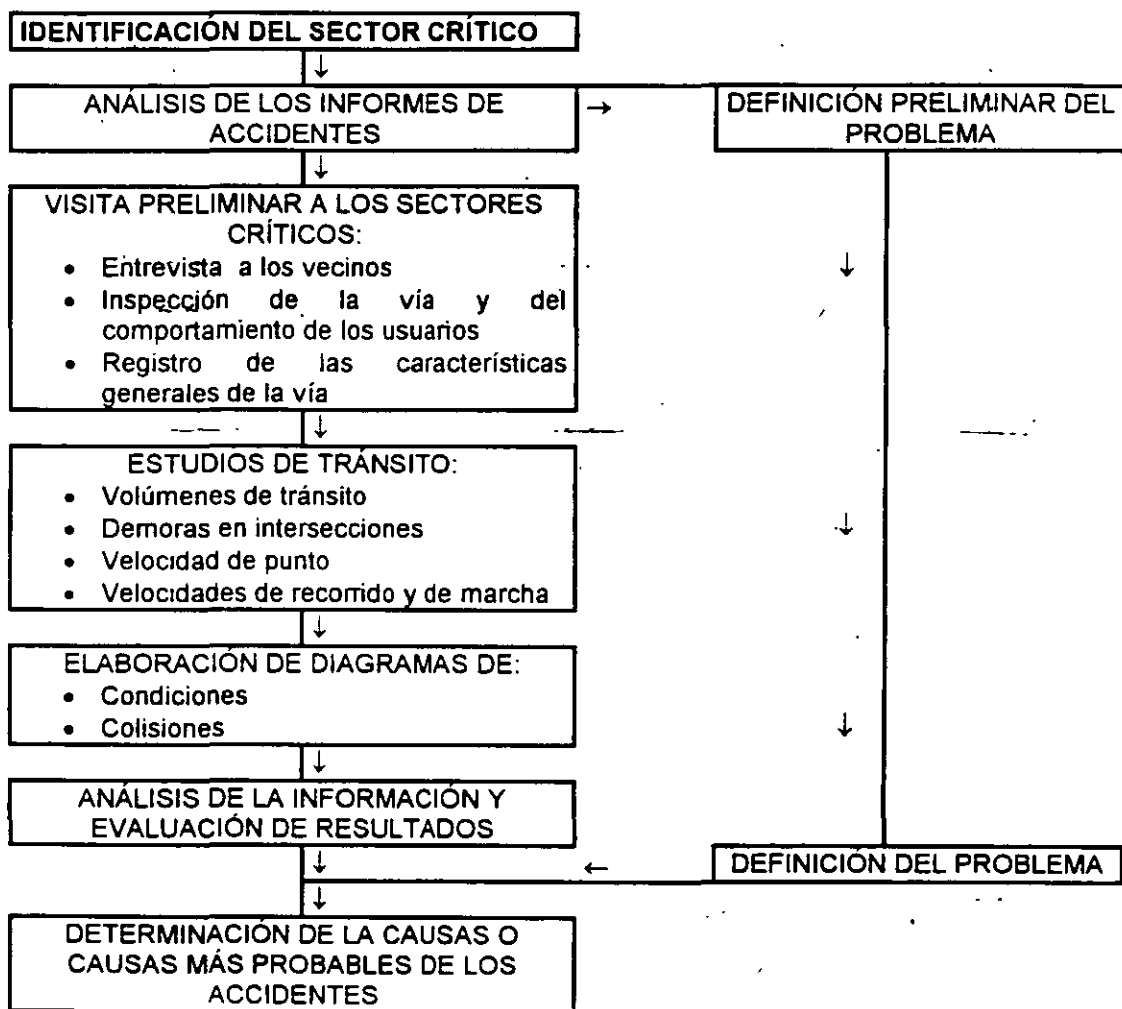


Figura 16.- Procedimiento para la determinación de las causas más probables de los accidentes de un sector crítico en vías urbanas.

Para determinar si un cruce presenta problemas de capacidad y niveles de servicio, se aplica principalmente el manual de capacidad norteamericano versión 1995 (Highway Capacity Manual - HCM) ⁽³⁾, ya sea tanto para intersecciones controladas con señal de "alto" o "ceda el paso" o en cruces semaforizados.

4.2. GUÍA PARA LA FORMULACIÓN DE PROPUESTAS DE SOLUCIÓN A PROBLEMAS IDENTIFICADOS EN VÍAS URBANAS.

Luego de identificar las causas más probables de accidentes o del bajo nivel de servicio del cruce o tramo en cuestión, se procede a analizar una serie de propuestas y seleccionar la que brinde una mayor relación beneficio / costo.

A manera de guía se presenta a continuación una serie de alternativas de mejoramiento de seguridad o circulación de los cruces o tramos en vías urbanas.

Dependiendo el tipo de regulación del cruce, se formularán algunas mejoras a corto, mediano y largo plazo. La tabla 7 presenta los beneficios de los mejoramientos en la seguridad, evaluados por la Federal Highway Administration - FHWA

4.2.1. INTERSECCIONES REGULADAS POR SEÑAL DE ALTO O CEDA EL PASO

Alternativas a corto plazo:

- Señalización o demarcación adecuada: la señalización y demarcación vial constituye una medida sencilla y económica que contribuye en alto grado a mejorar la seguridad en intersecciones detectadas como peligrosas.
- Mejorar la visibilidad en la intersección.
- Construcción de reductores de velocidad tipo resalto (tope) u ondulaciones. Ver sección 3.3.3.
- Mejorar las condiciones de la superficie de rodadura de la vía: Se hace indispensable aplicar un buen mantenimiento al pavimento, para que ofrezca una superficie segura a los usuarios.
- Iluminación del sector: la buena iluminación promueve la seguridad de los usuarios, aumentando la visión nocturna de los conductores y peatones.
- Prohibición del estacionamiento de vehículos en las cercanías a la intersección: se debe restringir a menos de 15 metros del cruce, diseñando bahías de autobuses en sitios adecuados.

Alternativas a mediano plazo:

- Construcción o ampliación del camellón (separador) central.
- Construcción de islas y zonas de refugio: las isletas físicas (limitadas con guarnición) deben tener como mínimo 4.5 m², si es menor deben definirse mediante marcas viales sobre el pavimento. Tienen por principal función permitir que los vehículos desplazarse con ángulo

apropiados, controlar la velocidad, suministrar protección a los vehículos que ejecutan maniobras en el cruce y suministrar protección a los peatones.

- Construcción de carriles de salida y de giro a izquierda.
- Ampliación de la vía principal y/o secundaria.
- Reducir movimientos en conflicto, restringiendo movimientos (vueltas izquierdas, por ejemplo) o propiciando la operación de vías de un solo sentido.

Alternativas a largo plazo:

- Semaforizar una intersección regulada con señal de "alto".
- Mejoras en la geometría del cruce, analizando adecuación de camellones (separadores) e inclusive analizando cambios físicos que procuren elevar la capacidad y nivel de servicio del cruce.

4.2.2. INTERSECCIONES REGULADAS CON SEMÁFOROS

Alternativas a corto plazo:

- Mejorar la señalización y marcas viales del cruce, además de la señalización informativa.
- Organizar el estacionamiento y las paradas de los autobuses del servicio público.
- Reducción de velocidad por medio de sonorizadores o vibradores a base de vialitas.
- Reducción de velocidad mediante el uso de líneas de espaciado logarítmico.
- Rediseño de las fases y el ciclo del semáforo, que incluyan fases exclusivas de peatones si se requiere.
- Reducir movimientos en el cruce, empezando por las vueltas a izquierda.

Alternativas a mediano plazo:

- Organizar el transporte colectivo, a través de carriles exclusivos y construyendo bahías en lugares apropiados.
- Construcción de pasos peatonales.
- Construcción de carriles de vuelta a izquierda o derecha.
- Rediseño geométrico del cruce y del plan de fases, ciclo y reparto de verdes.

Alternativas a largo plazo:

- Intersección a desnivel o paso elevado.
- Convertir la vía en un solo sentido, generando un par vial en el cual se canalice gran parte del volumen de tránsito de la vía en cuestión, disminuyendo movimientos permitidos en el cruce y propiciando elevar la capacidad.

Para mejor ilustración, se presentan tres ejemplos de solución. Ver figuras 17 y 17A, 18 y 18A, y 19 y 19A.

4.3. OTRAS MEDIDAS PARA MEJORAR LA SEGURIDAD EN VÍA URBANAS

4.3.1. ORDENAMIENTO Y SEÑALIZACIÓN DE BAHÍAS DE AUTOBUSES

Es muy común el registro de accidentes por alcance o atropello de peatones donde participan los autobuses del servicio de transporte público, que en muchos casos obedece a paradas intempestivas y falta de zonas delimitadas para el ascenso y descenso de peatones. Por ello, se hace necesario definir un Plan de Organización y Señalización de Paradas de Autobuses, dotadas de bahías o señalización horizontal y vertical adecuada. Ver siguiente figura.

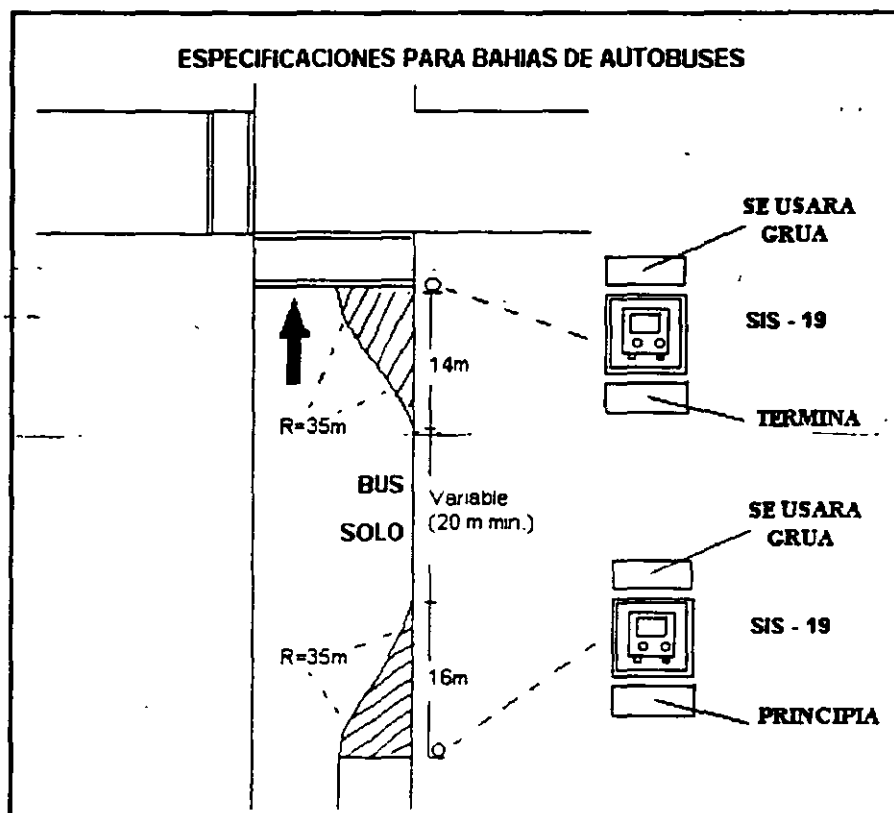


Figura 20.- Bahía de autobuses prototipo.

La implementación de este Plan ofrece las siguientes ventajas:

- Organización de paradas oficiales, evitando paradas sucesivas e innecesarias.
- Identifica claramente para los usuarios los puntos de ascenso y descenso.
- Permite al autobús parar en un espacio adecuado y salir con mayor seguridad, evitando la paradas en doble fila y la obstrucción del tránsito regular.
- Mejora la seguridad a los usuarios del servicio y a los conductores en general.

4.3.2. TRATAMIENTOS VIALES PARA FAVORECER A LOS PEATONES

El Instituto de Ingeniería del Transporte - ITE propuso a través del Comité Técnico ⁽⁸⁾, propone una serie de medidas a tomar en cuenta para mejorar el diseño y seguridad de las facilidades para los peatones, tales como:

- Incluir criterios realistas para el diseño y control de todo el tráfico, tomando en cuenta al tránsito peatonal.
- Facilitar la circulación de peatones con problemas de movilidad, dificultad auditiva o daños de percepción, a través de mobiliario, escaleras, estacionamientos, cortes en las guarniciones y rampas, paradas de autobús, paso superior o por debajo, y los lugares de construcción.
- En los cruces semaforizados, proponen opciones de fases para peatones, uso del semáforos accionado por peatones (push buttons), cruces parciales, indicadores audibles adicional al visual utilizado en los semáforos peatonales.
- Construir isletas de refugio para peatones.
- Construir barreras que protejan a los peatones.
- Mejorar la vigilancia en las escuelas, con personal de tránsito que vigile los cruces.
- Medidas de control del tránsito en vecindarios: cierre de calles, calles de uso local exclusivo, tránsito circular, reductores de velocidad, límites de velocidad y velocidades por zonas.
- Demarcación de las paradas de los autobuses.
- Controlar la autorización de vueltas a derecha continuas.

Se ofrecen en el mercado además, señales de luz solar para el control de velocidad y operar semáforos de cruces peatonales, que representan bajos costos de operación y mínimo mantenimiento.

Se han incorporado a los cruces peatonales tipo "cebra", mensajes que recuerden al peatón mirar a izquierda o derecha dependiendo el sentido del tránsito; dichos mensajes son localizados en el inicio del cruce, bajando de la banqueta, y en el centro del camellón (separador central). Es importante estos mensajes donde existan carriles exclusivos del transporte en contraflujo.

5.- MEDIDAS DE PROTECCIÓN DE OBRAS VIALES.

Los accidentes viales presentan gran incidencia en las obras viales en proceso, por lo cual se requiere a través de medidas de protección disminuir los congestionamientos del tránsito, los accidentes y las molestias a los peatones, conductores y habitantes de las zona aledaña ala obra vial.

Para las obras viales de construcción, conservación o reconstrucción se requiere de una señalización de protección que sea homogénea y brinde toda la información necesaria a los usuarios de la vía pública. Es muy común en muchas ciudades, donde existe una gran

descoordinación entre el organismo encargado de las Obras Públicas y los que administran agua potable y alcantarillados, teléfonos, energía, televisión, etc., ejecutándose obras sin previo aviso a la municipalidad y a los habitantes de la ciudad, y en muchos casos, sin la señalización de protección de obra adecuada.

Se recomienda a todos los organismos encargados de la supervisión y ejecución de la obra pública lo siguiente:

- Que no se ejecute ninguna obra pública sin el visto bueno en la señalización de protección de obra por parte de Obras Públicas y del organismo que administre el tránsito en la jurisdicción correspondiente (Federal, Estatal o Municipal).
- Que todo proyecto de obra vial a ejecutar incluya en su presupuesto el proyecto de desvío y señalización de protección de la obra, además de la publicación en medios de comunicación de los días en que se afectará la normal circulación del tránsito vehicular y de peatones. Luego, vigilar que dicho proyecto de desvío y señalización se implemente de acuerdo a lo estipulado en el proyecto.

5.1. DEFINICIONES

Para entrar a describir los dispositivos de protección de obras, primeramente sería bueno conocer algunas definiciones de los elementos que intervienen:

- a. Dispositivos de canalización: elementos delimitadores de la superficie de rodamiento a lo largo de un tramo o zona de obra, previniendo y alertando a los conductores y peatones de los riesgos inherentes a las operaciones de construcción o conservación que se lleven a cabo.
- b. Banderero: persona encargada de prevenir a los conductores para que disminuyan la velocidad o hagan alto en los lugares donde haya cruce de personal, vehículos o equipo.
- c. Barreras: dispositivos diseñados para cerrar vías de circulación o bien realizar estrechamientos de la sección vial de tal manera que reducen gradualmente el ancho de la calzada, sin que se produzcan cambios bruscos en la trayectoria de los vehículos.
- d. Conos: Dispositivo de hule, plástico o material similar, resistente a los impactos de vehículos, en forma de cono truncado, de base cuadrada, usados en el caso que la velocidad, volumen de tránsito, visibilidad, etc., no hagan necesario el uso de barreras. Se usan también como canalizadores complementarios.
- e. Delineadores: señales rectangulares útiles para indicar un alineamiento peligroso, donde el espacio no permita colocar otro tipo de dispositivo canalizador.
- f. Tambores: dispositivos canalizadores de forma cilíndrica, que pueden ser de plásticos o metálicos.

- g. Lámparas de destello: lámparas de luz intermitente, portátiles de lente directo y destellos de corta duración, ubicadas sobre las barreras o estructuras de las señales.
- h. Banderolas: Elementos cuadrados de plástico o tela de color rojo brillante, aseguradas a un asta e instaladas en los dispositivos canalizadores o empleadas por los bandereros.
- i. Banderines: Elementos triangulares de plástico instalados en un cordón de plástico, metálico o de otro material resistente, utilizado para guiar a los peatones de manera segura a través de la zona de obra.
- j. Marcas: Dispositivos pintados sobre la superficie de rodamiento, que se utilizan cuando la obra dura considerablemente.

5.2. CLASIFICACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS

Los dispositivos usados en el señalamiento transitorio para protección en obras de construcción y conservación de calles y carreteras, se clasifican en de vehículos:

A) Señales:

1. Preventivas: Se usarán para prevenir a los usuarios sobre la existencia de una situación peligrosa y la naturaleza de esta, motivada por la construcción o conservación de una calle o carretera, así como proteger a peatones, trabajadores y equipo de posibles accidentes. El color del fondo del tablero de estas señales, así como del tablero adicional, será naranja en acabado reflejante, según el patrón aprobado por el Manual ⁽⁷⁾ y el color para los símbolos, leyendas, caracteres y filete serán en negro. Ver figura 21 y 21A. Las señales se montarán sobre postes, para el caso de permanentes, o bien sobre caballetes desmontables.
2. Restrictivas: Se emplearán para indicar a los conductores ciertas restricciones y prohibiciones que regulan el uso de las vías de circulación en calles y carreteras que se encuentran en proceso de construcción o conservación. Se conserva los mismos colores del fondo, el filete, letras, símbolos y forma de las señales de "alto", "ceda el paso" y demás señales restrictivas. Ver figura 22. Las señales se montarán sobre postes, para el caso de permanentes, o bien sobre caballetes desmontables.
3. Informativas: Tendrán por objeto guiar a los conductores en forma ordenada y segura, de acuerdo a los cambios temporales necesarios durante la construcción o conservación de calles y carreteras. El color del fondo del tablero será naranja en acabado reflejante y el color para las leyendas, caracteres y filetes será en negro. Ver figura 23. Las señales se montarán sobre postes, para el caso de permanentes, o bien sobre caballetes desmontables.

B) Canalizadores:

1. **Barreras:** Consiste de dos tableros horizontales de 30 cm de altura y 122 o 244 cm de longitud montadas en postes, firmemente hincadas, cuando sean fijas y sobre caballetes, cuando sean portátiles. Los tableros se pintarán con franjas alternadas en colores naranja reflejante y negro mate de 10 cm de ancho e inclinadas a 45°. Ver figura 24.

La barreras, también podrán ser levadizas cuando se utilicen exclusivamente para dar paso a determinados vehículos.
2. **Conos:** Dispositivo de hule, plástico o material similar, en forma de cono truncado, de base cuadrada, fabricado con material resistente a los impactos, de tal manera que no se deterioren ni causen daño a los vehículos. Serán de 45 cm de altura con base de 30 x 30 cm o de 75 de altura con base de 40 x 40 cm. Son de color naranja mate, con franja de color blanco reflejante de 10 cm de ancho, colocada a 5 cm del extremo superior. Ver figura 25.
3. **Indicadores de alineamiento:** Se emplearán para delinear la orilla de una vía de circulación, en cambios de alineamiento horizontal, para señalar extremos de muros de cabeza de alcantarillas y para marcar estrechamiento de una vía de circulación. Consiste en postes color blanco de 1.00 m de longitud, sobresaliendo 75 cm del hombro del camino, con una franja reflejante color naranja cerca del extremo superior. Ver figura 25.
4. **Marcas en el pavimento:** Son las rayas, símbolos y las letras que se pintan sobre el pavimento, guarniciones y estructuras, dentro de o adyacentes a las vías de circulación, así como los objetos que se colocan sobre la superficie de rodamiento con el fin de regular o canalizar el tránsito e indicar la presencia de obstáculos. Para mayor detalle ver el capítulo IV del Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras ⁽⁷⁾.
5. **Indicadores de obstáculos:** Se emplearán en las bifurcaciones y frente a los obstáculos cuando estos tengan un ancho menor de 30 cm, para indicar su presencia y llamar la atención del conductor. Consiste en un tablero de 30 x 122 cm colocado en posición vertical, con franjas alternadas en colores naranja reflejante y negro, de 10 cm de ancho, inclinadas a 45° descendiendo hacia la derecha del tránsito, y la inclinación bajando hacia la izquierda cuando se ubiquen a la izquierda del tránsito. Ver figura 25.
6. **Dispositivos luminosos:** Son fuentes de luz que se utilizarán durante la noche o cuando la claridad y la distancia de visibilidad disminuyan y se haga necesario llamar la atención e indicar la existencia de obstrucciones o peligros. Podrán ser mecheros o linternas, lámparas de destello y luces eléctricas. Ver figura 26.

C) Señales Manuales

1. Banderas: Se usarán todo el día y son elementos de tela color rojo reflejante de 60 x 60 cm, sujetas a un asta de 1.00 m de longitud.
2. Lámparas: Se emplearán durante la noche o cuando la claridad o visibilidad disminuyan, para emitir un haz luminoso de color rojo.

Se han ido incorporando nuevas medidas de seguridad en zonas de obras, tal como la alarma de sonido que previene a los trabajadores sobre entrada no autorizada de un vehículo a la zona de trabajo. En USA durante 1993, murieron 762 trabajadores atropellados en zonas de trabajo.

Existe mucha variedad de casos para el señalamiento de protección de obras de construcción o conservación de calles y carreteras, por lo que sería muy difícil detallarlo. Para fines ilustrativos se presentan varios casos de la forma como podrá disponerse el señalamiento antes y después de donde se localiza una zona de obras. Ver figuras 27-27A, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35 y 36.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) Cal y Mayor, Rafael y Cárdenas G., James. Ingeniería de Tránsito, 7ª edición, Alfaomega S.A. de C.V., México, 1994.
- (2) Instituto Nacional del Transporte - INTRA. Accidentalidad en Carreteras: Identificación y Solución de Puntos Críticos, Todo Impresores, Bogotá, Colombia, 1985.
- (3) Asociación Técnica de Carreteras, Comité Español de la A.I.P.C.R. Manual de Capacidad de Carreteras, del original en inglés Highway Capacity Manual, Special report 209, TRB, España, 1987.
- (4) Radelat Egües, Guido y Rivas Muñoz, Nelson. Manual de Mejoras Sencillas y Económicas en Carreteras de Dos Carriles, Instituto de Vías de la Universidad del Cauca, Popayán, Colombia, 1987. Basado en la tesis del mismo nombre.
- (5) Mendoza Diaz, Alberto y Mayoral Grajeda Emilio. Desarrollo de Normas para el proyecto del tercer carril de Ascenso para Carreteras Mexicanas de Dos Carriles. Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica N° 59, Sanfandila, Querétaro, México 1995.
- (6) Moreno Cortés, Luis Enrique y Valencia Alaix, Victor Gabriel. Identificación y Solución de Sitios Críticos de Accidentalidad - Vías Urbanas. Unión de Aseguradores Colombianos - FASECOLDA. Talleres Gráficos de Fasecolda, Bogotá, Colombia, 1990.
- (7) Secretaría de Comunicaciones y Transportes - SCT. Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras. Dirección General de Servicios Técnicos. Quinta Edición, México, abril de 1986.
- (8) Institute Transportation Engineers, Technical Council Committee 5A-5. 525 School St., Suite 410, Washington, DC 20024-2797 USA. May 1, 1995.

FIGURA 2

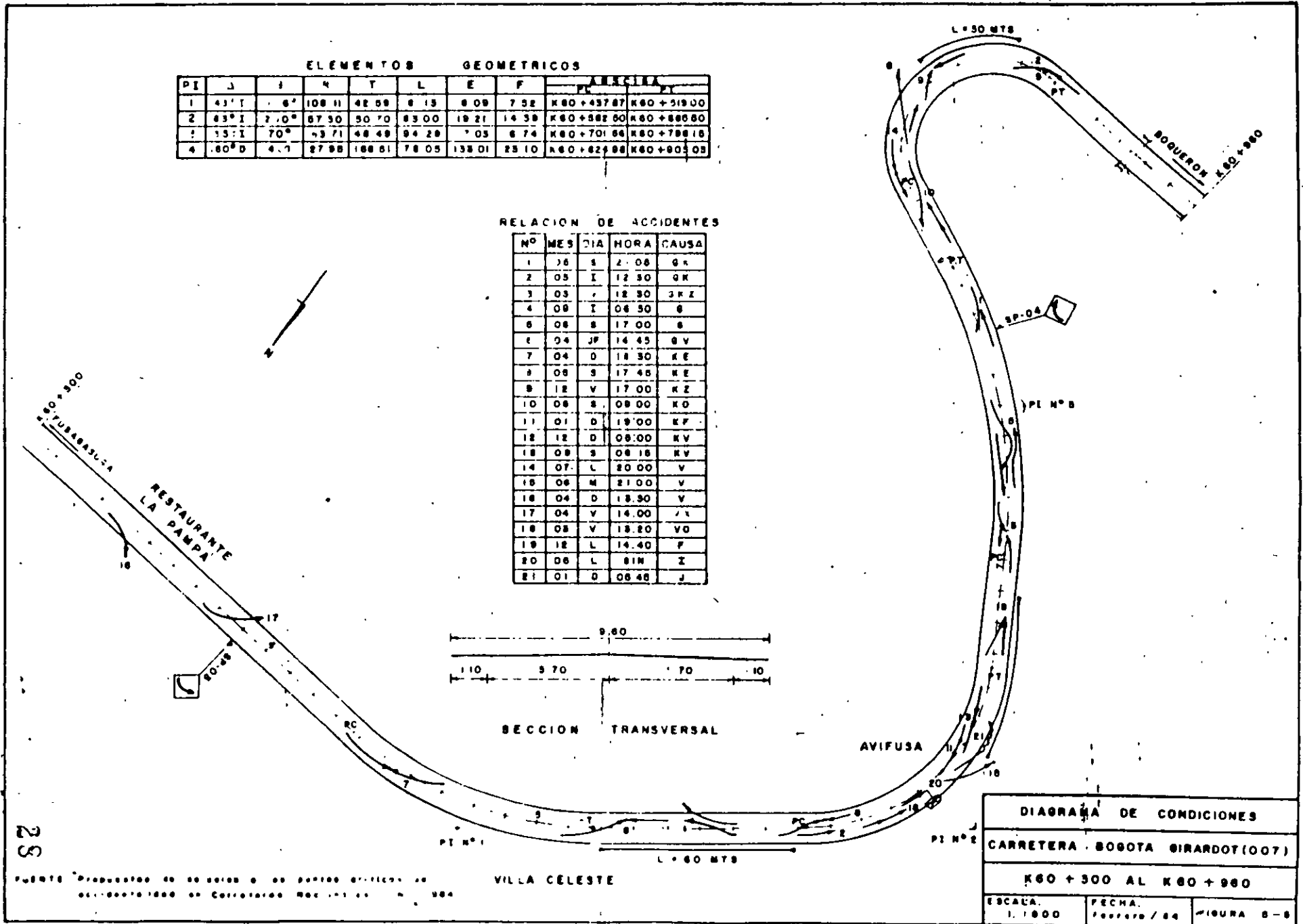


DIAGRAMA DE CONDICIONES		
CARRETERA BOGOTA GIRARDOT (007)		
K60+300 AL K60+960		
ESCALA.	FECHA.	FIGURA
1:1000	Febrero / 84	6-6

25

VILLA CELESTE

FIGURA 2A

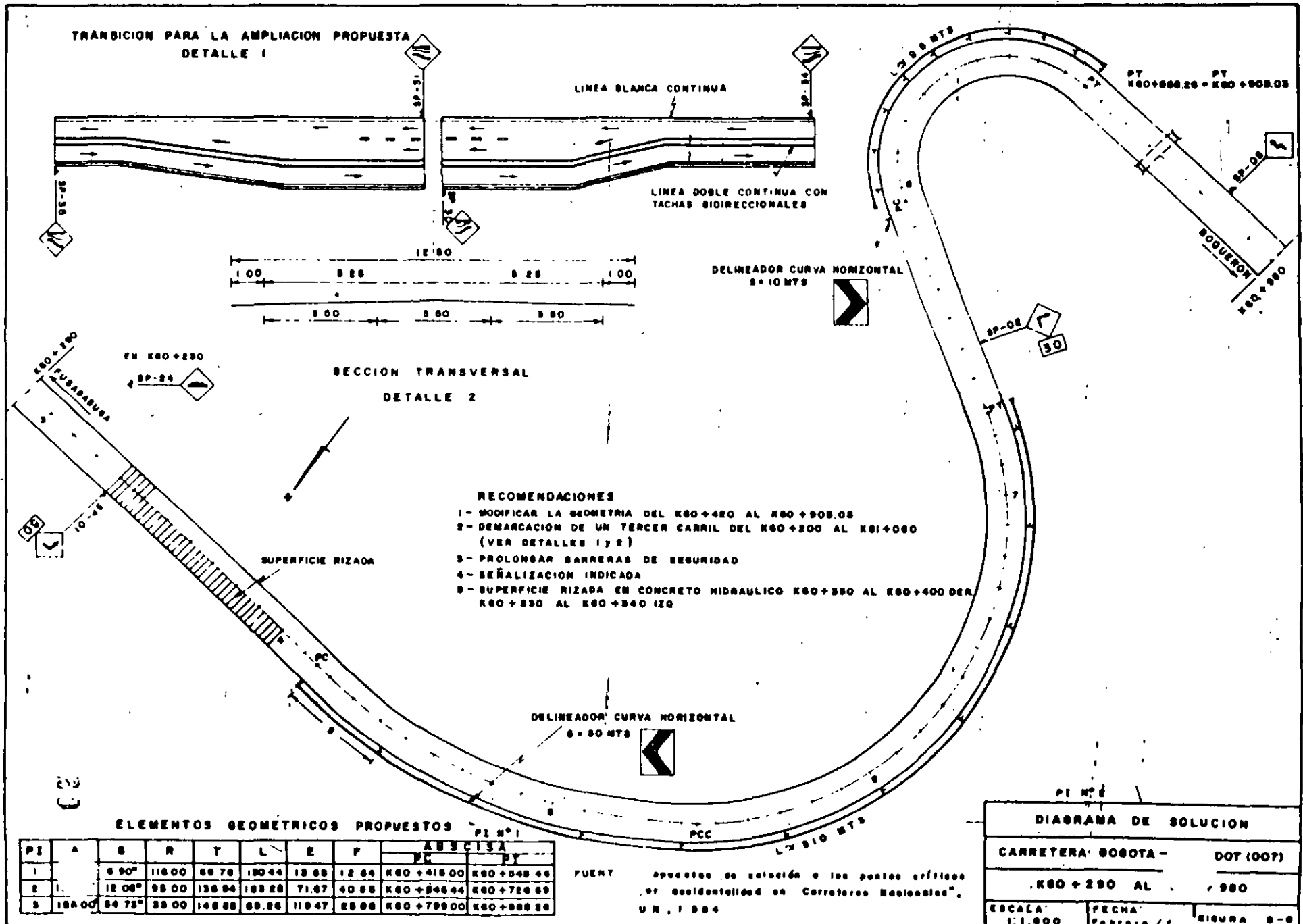
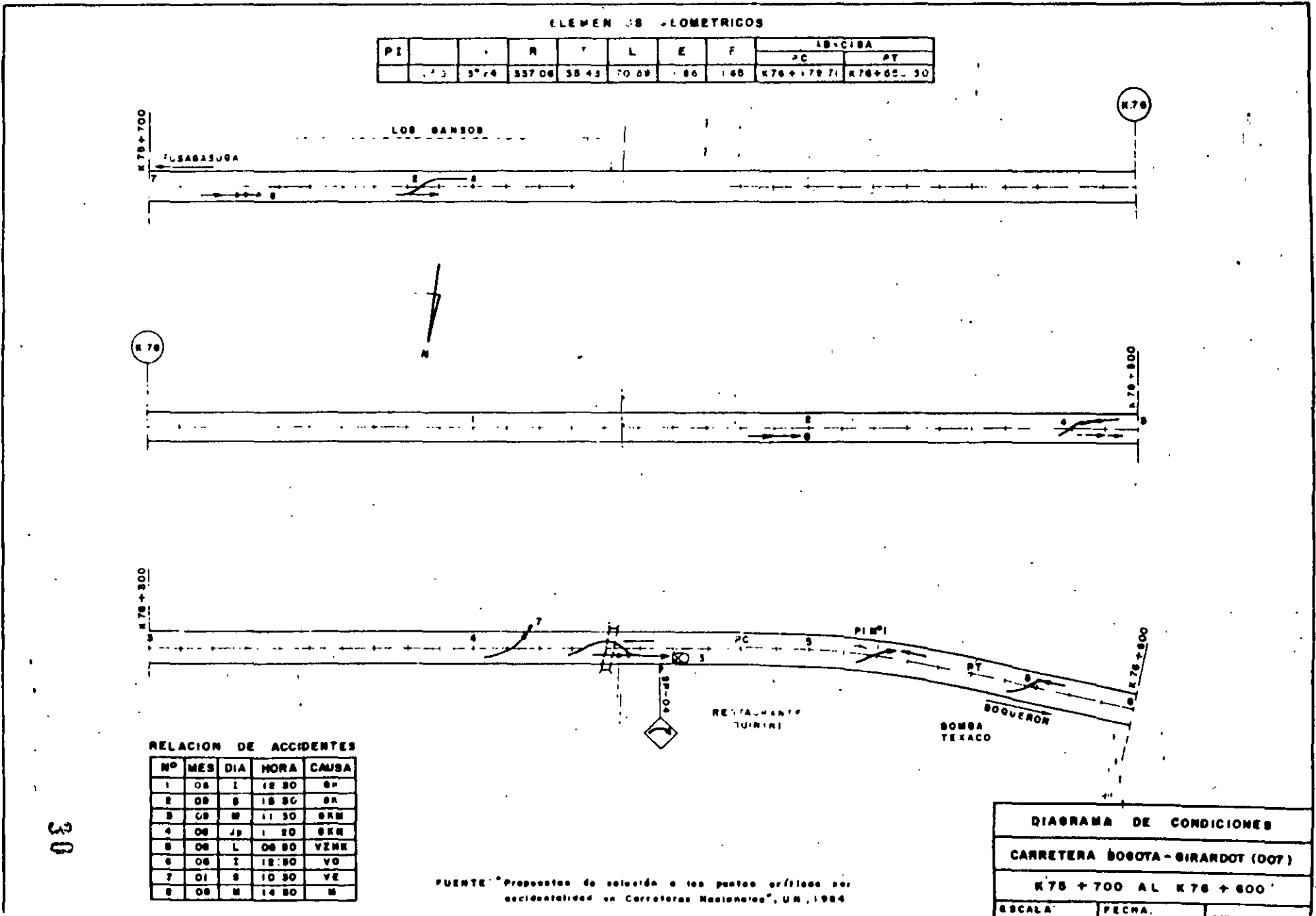
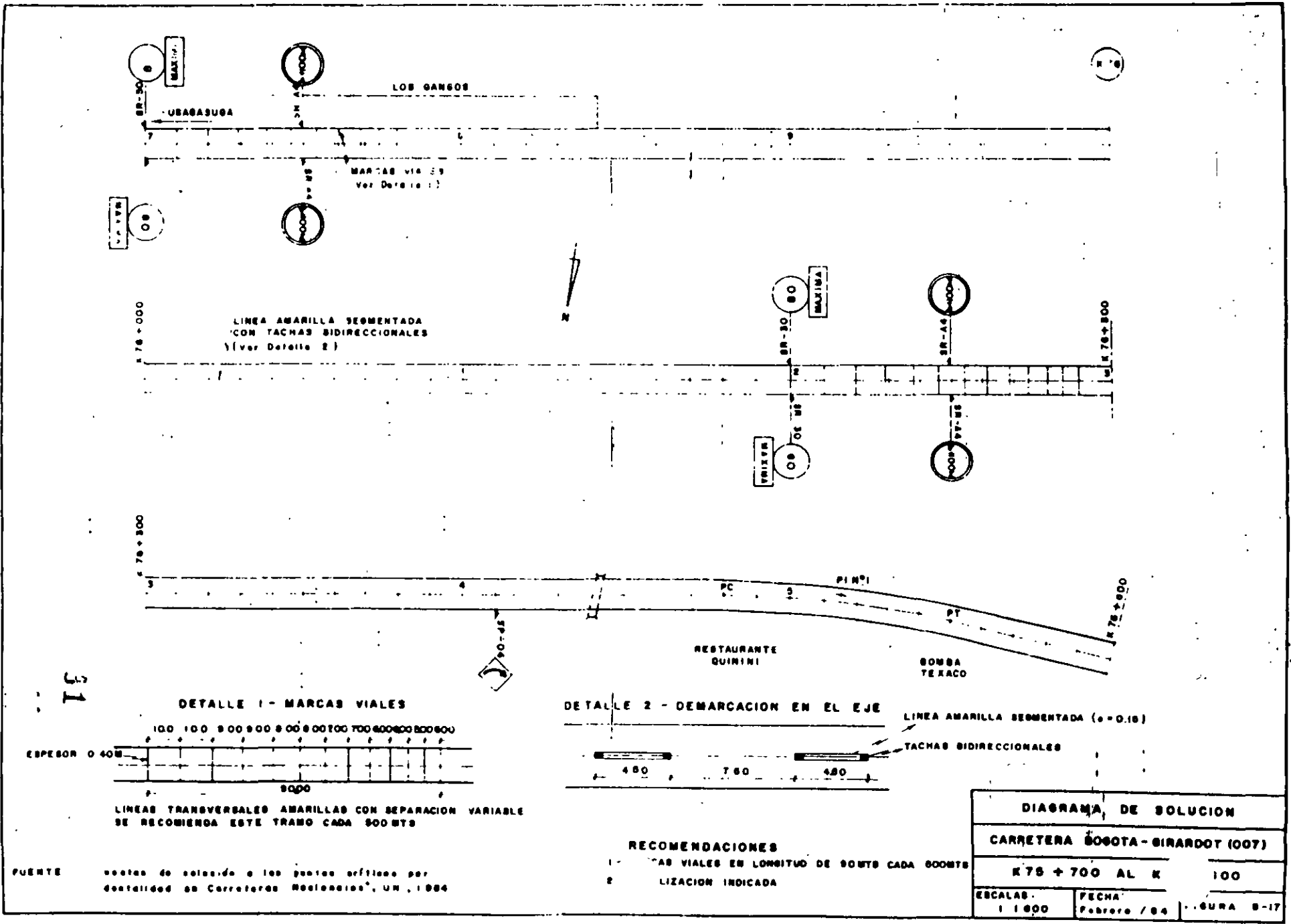


FIGURA 3



30

FIGURA 3A



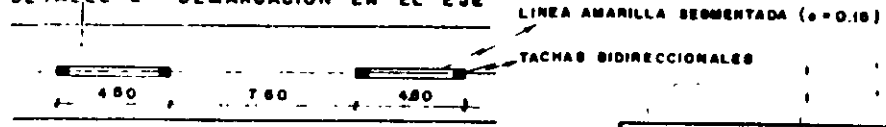
31

DETALLE 1 - MARCAS VIALES



LINEAS TRANSVERSALES AMARILLAS CON SEPARACION VARIABLE SE RECOMIENDA ESTE TRAMO CADA 900MTS

DETALLE 2 - DEMARCAACION EN EL EJE



RECOMENDACIONES

- 1- MARCAS VIALES EN LONGITUD DE 90MTS CADA 900MTS
- 2- DEMARCAACION INDICADA

DIAGRAMA DE SOLUCION	
CARRETERA BOGOTA - GIRARDOT (007)	
K 76 + 700 AL K	100
ESCALAS	FECHA
1:1000	Febrero / 84
CURA B-17	

PUNTE: basado de acuerdo a los puntos oficiales por detallados en Carreteras Neolombas, U.N., 1984

FIGURA 4

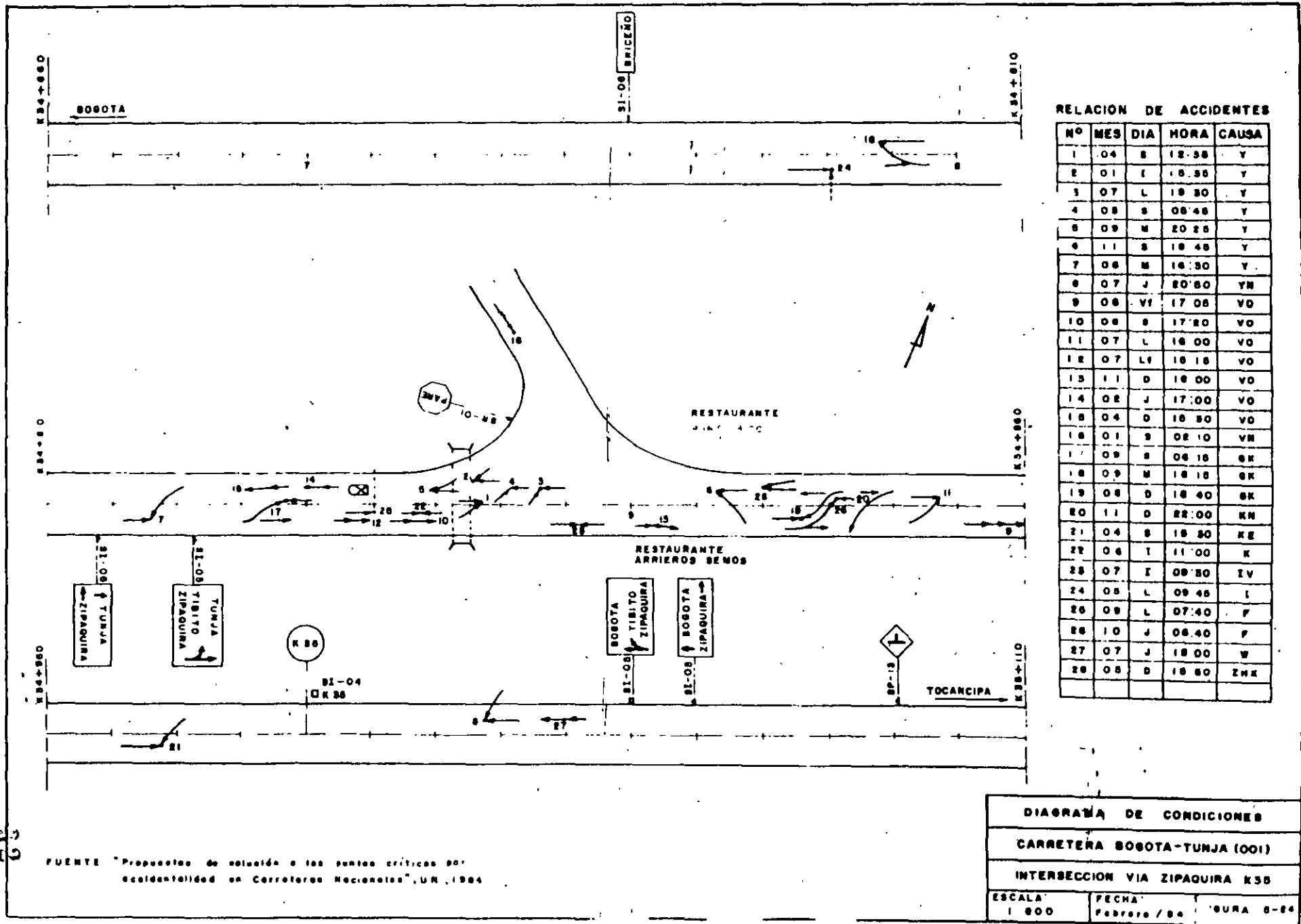
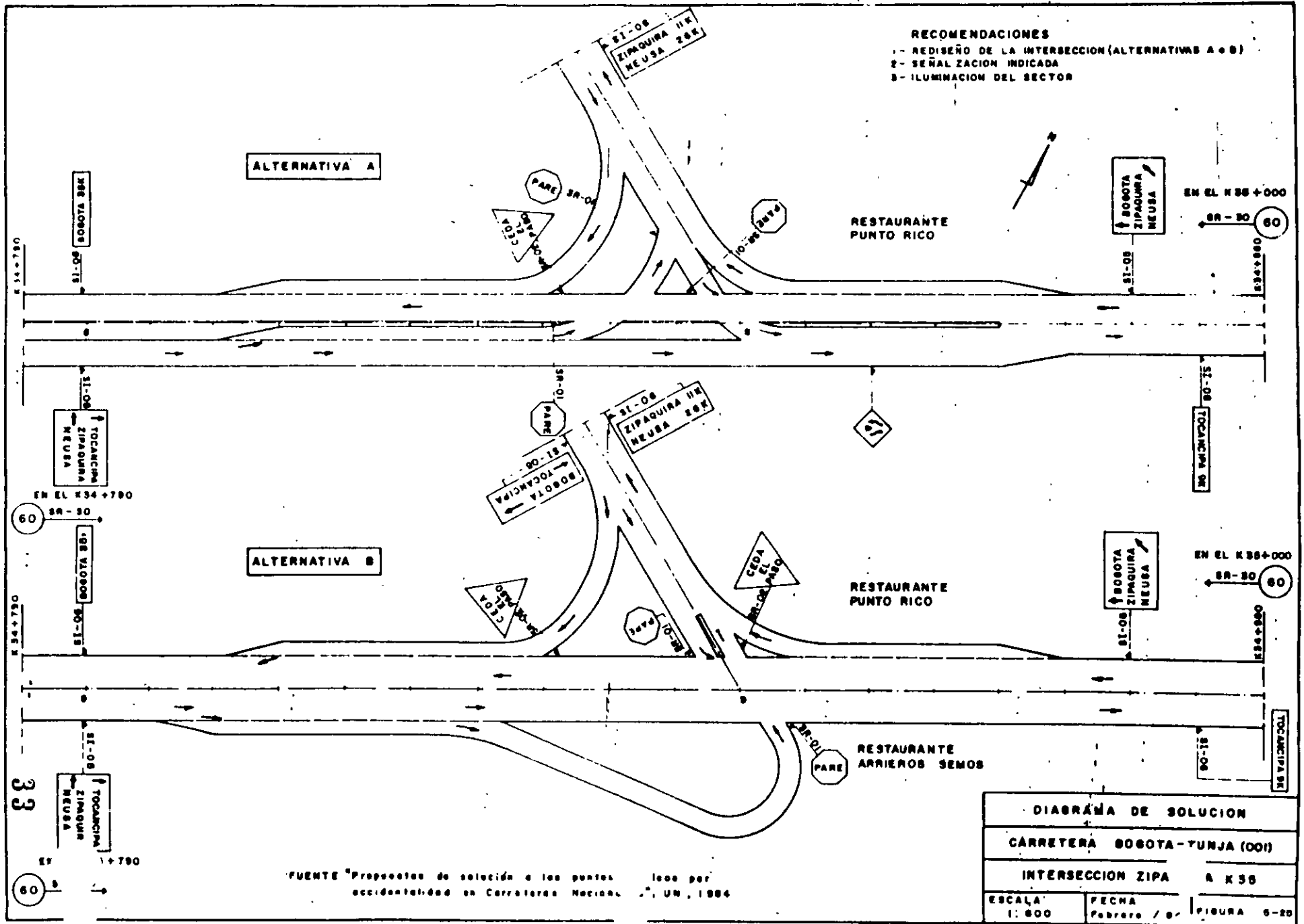


FIGURA 4A



FUENTE "Proyectos de solución a los puntos ciegos por accidentalidad en Carreteras Nacionales", UN, 1984

DIAGRAMA DE SOLUCION		
CARRETERA BOGOTA-TUNJA (OOJ)		
INTERSECCION ZIPAQUIRA III NEUSA 286 A K 35		
ESCALA 1: 500	FECHA Febrero / 87	FIGURA 5-25

FIGURA 5

Carril de adelanto

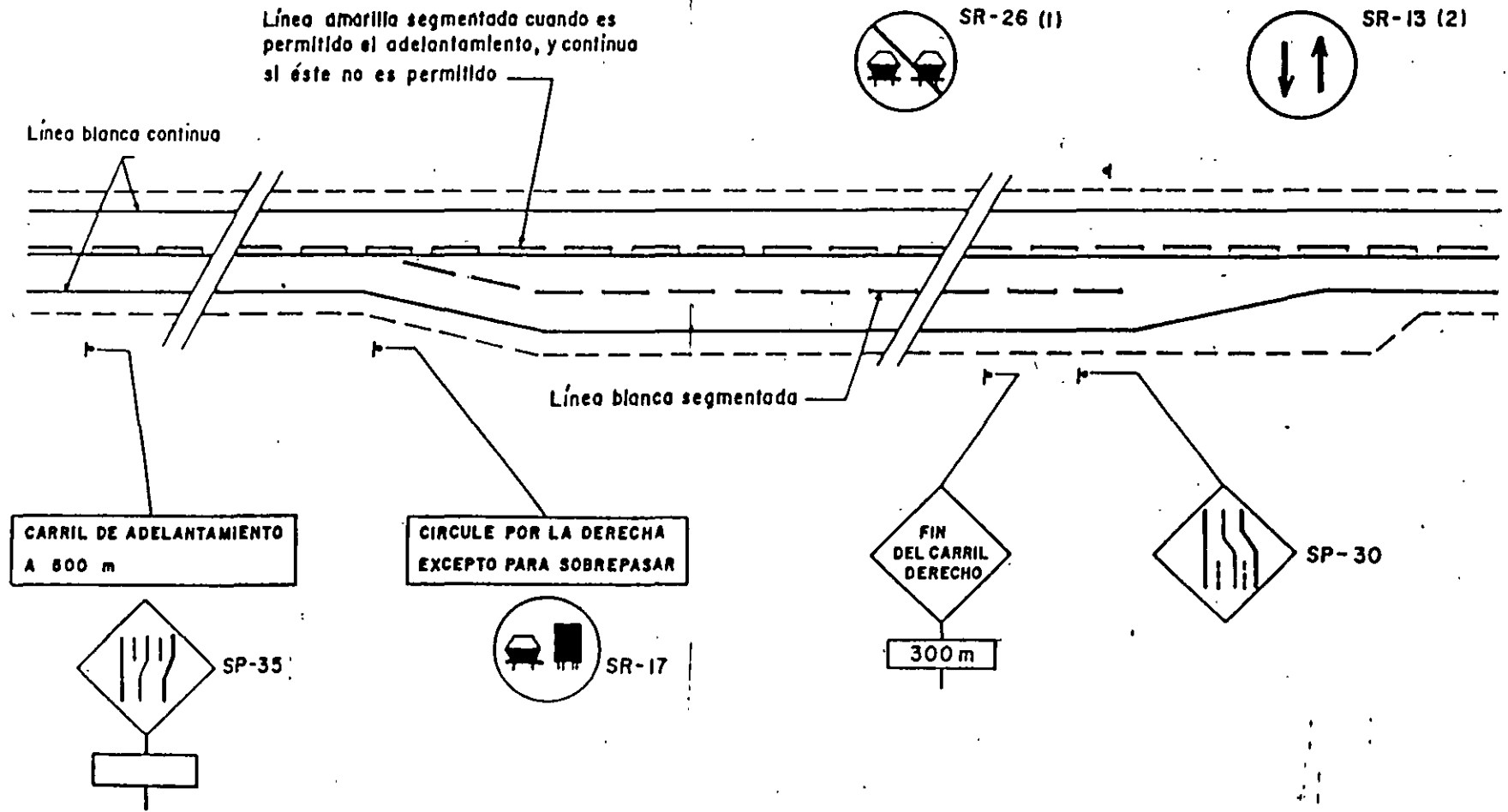
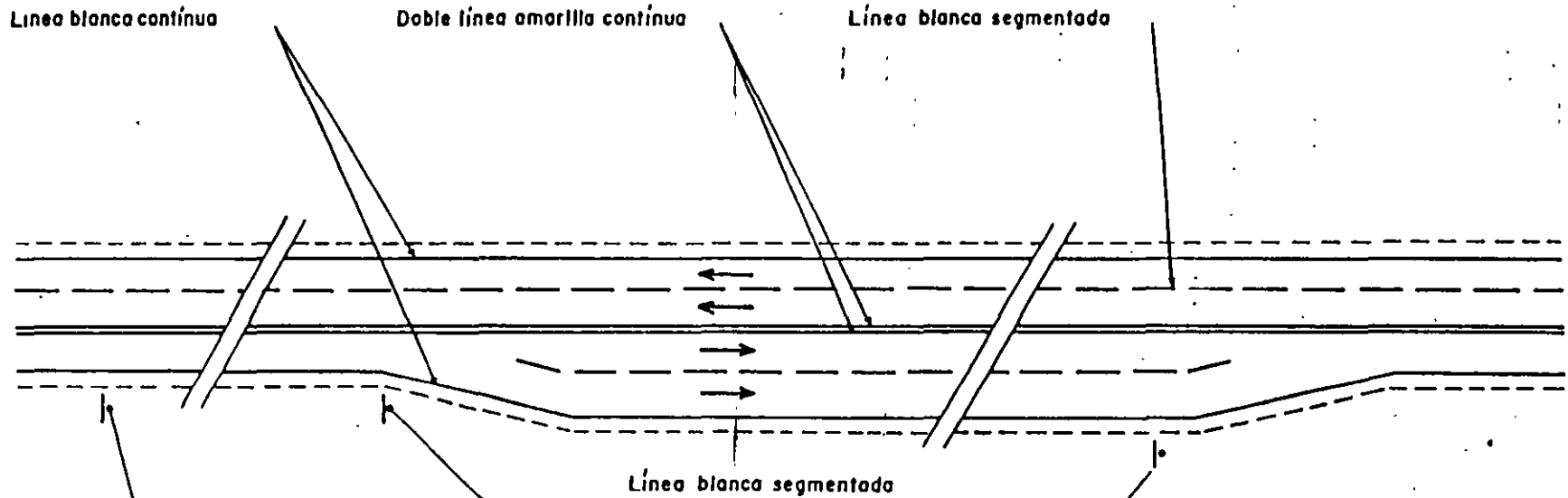


FIGURA 5A

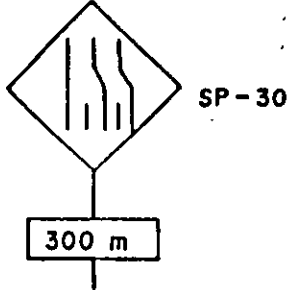
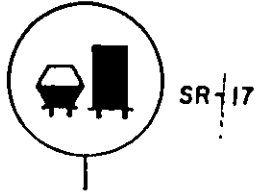
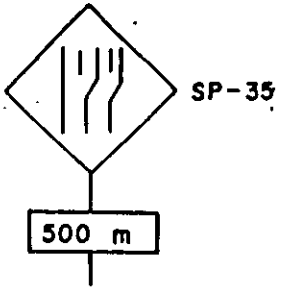
Carril de adelanto



Carril de adelantamiento
a 500 m

Circule por la derecha excepto
para sobrepasar

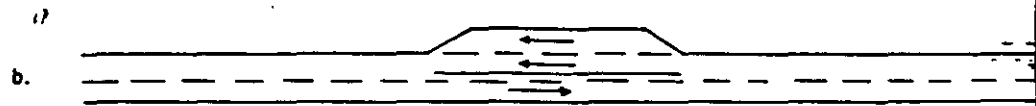
Fin del carril
derecho



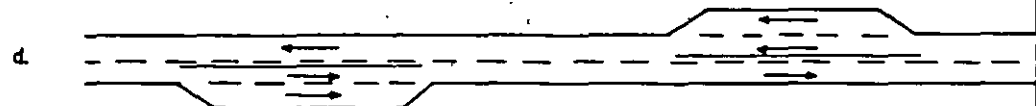
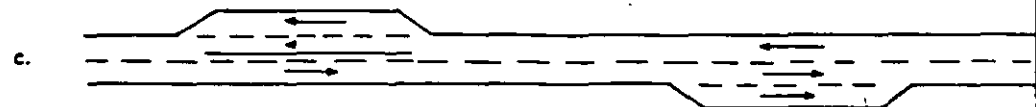
CARRETERA DE DOS CARRILES CONVENCIONAL



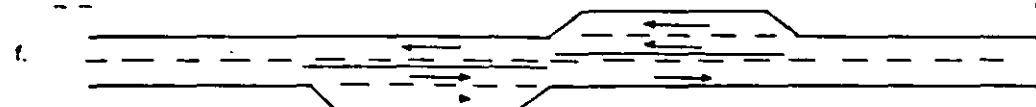
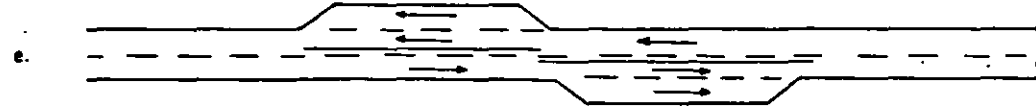
CARRIL DE ADELANTAMIENTO AISLADO



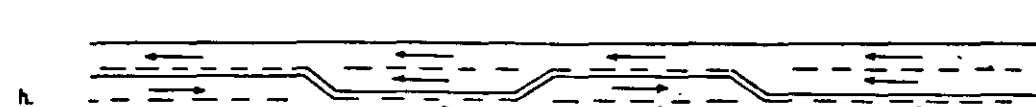
CARRILES DE ADELANTAMIENTO SEPARADOS



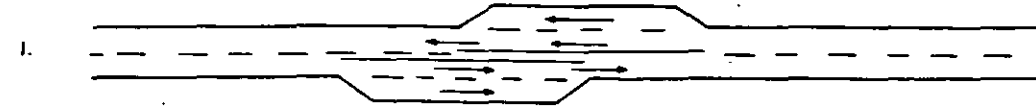
CARRILES DE ADELANTAMIENTO ADYACENTES



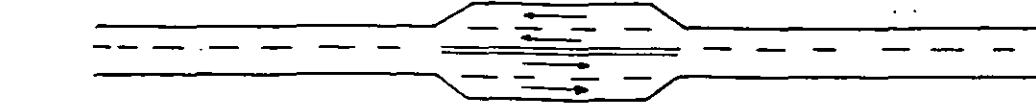
CARRILES DE ADELANTAMIENTO ALTERNADOS



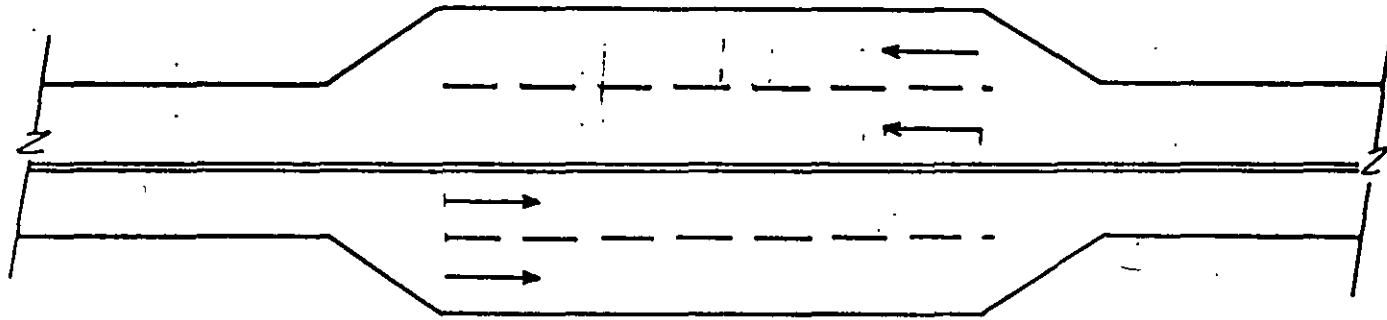
CARRILES DE ADELANTAMIENTO TRANSLAPADOS



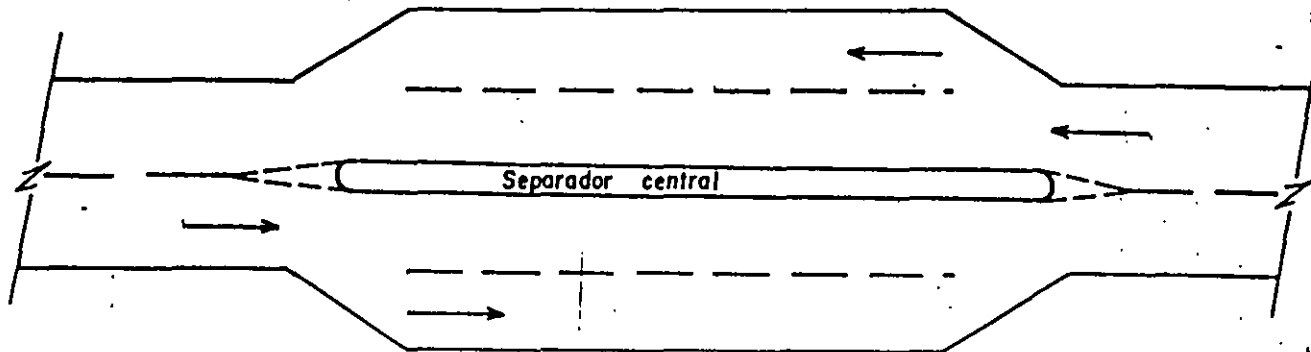
CARRILES DE ADELANTAMIENTO A AMBOS LADOS



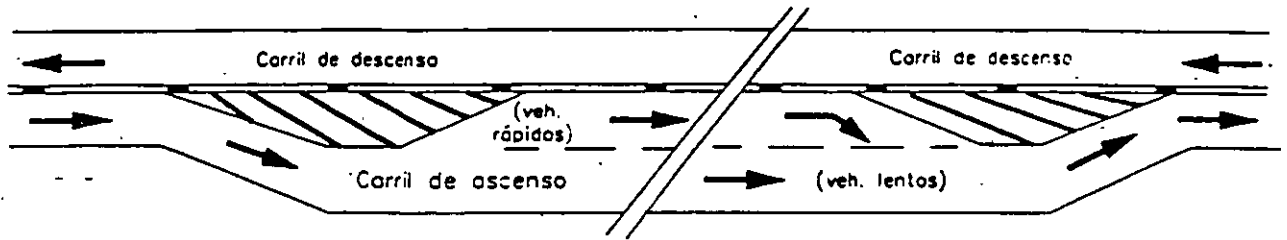
Tramo corto de cuatro carriles



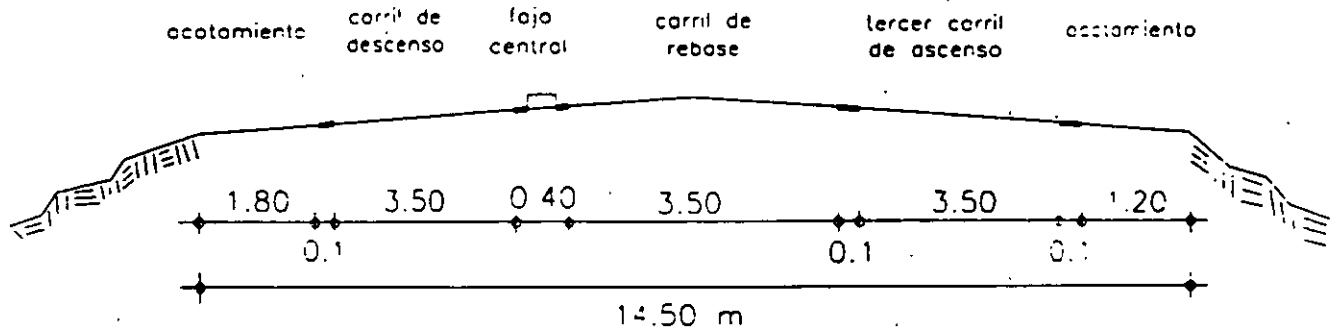
Sección no dividida



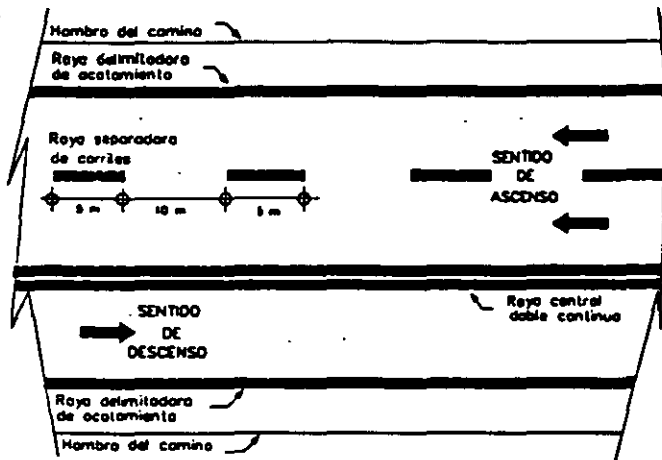
Sección dividida



ESQUEMA DE OPERACION PROPUESTO

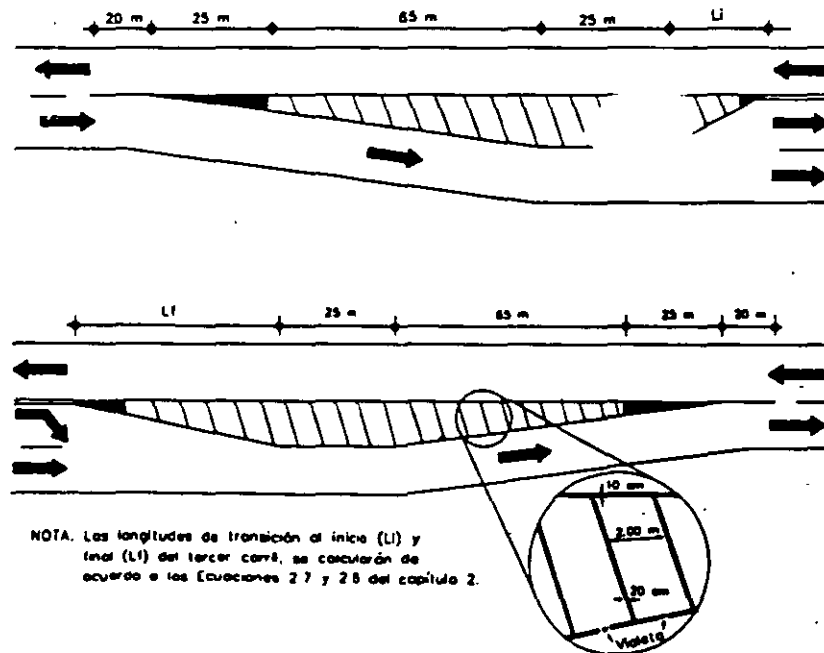


SECCION TRANSVERSAL



Nota. Las rayas son de 10 cm de espesor y de color blanco

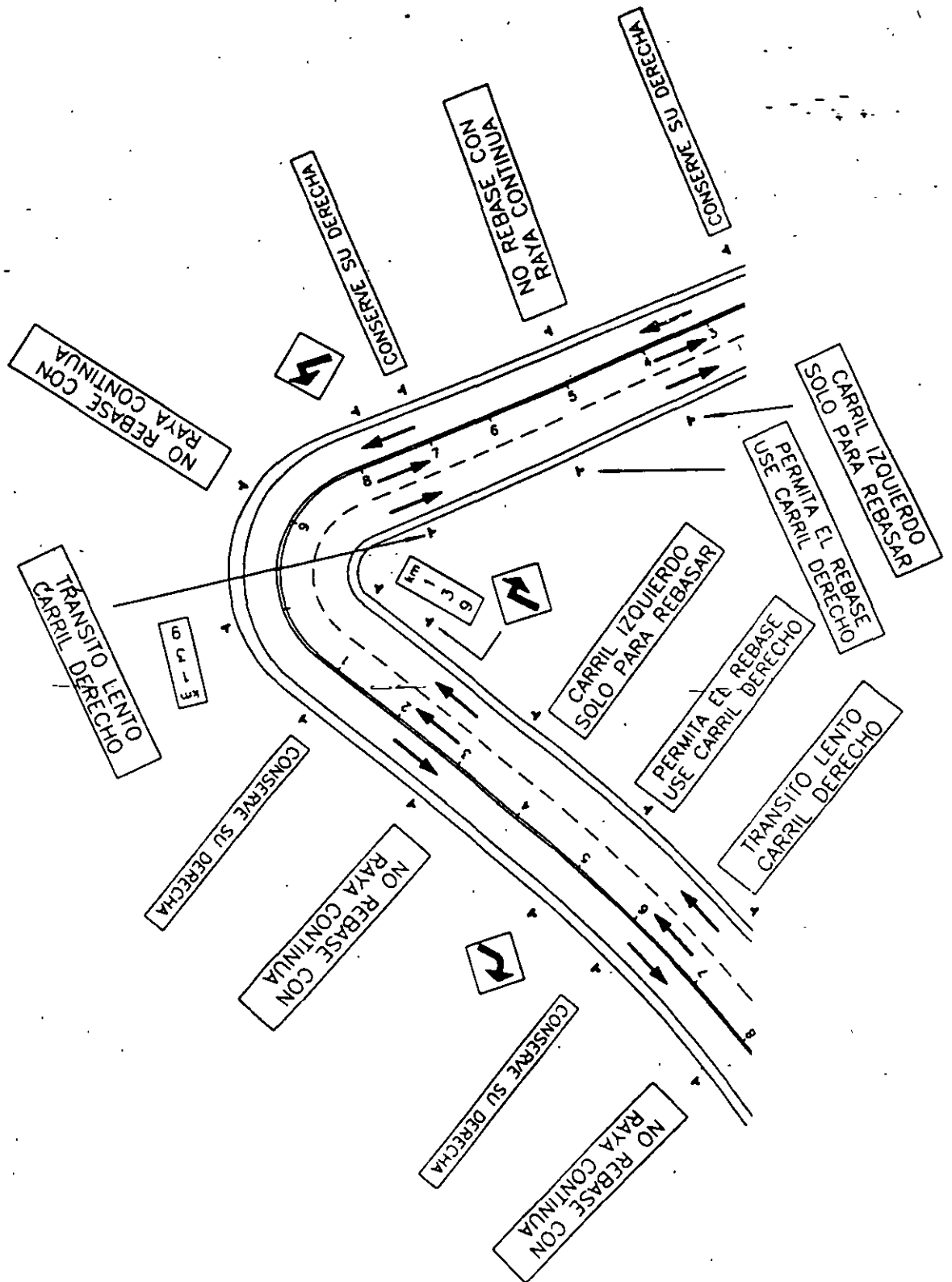
SEÑALAMIENTO HORIZONTAL DE UN SEGMENTO CON TERCER CARRIL

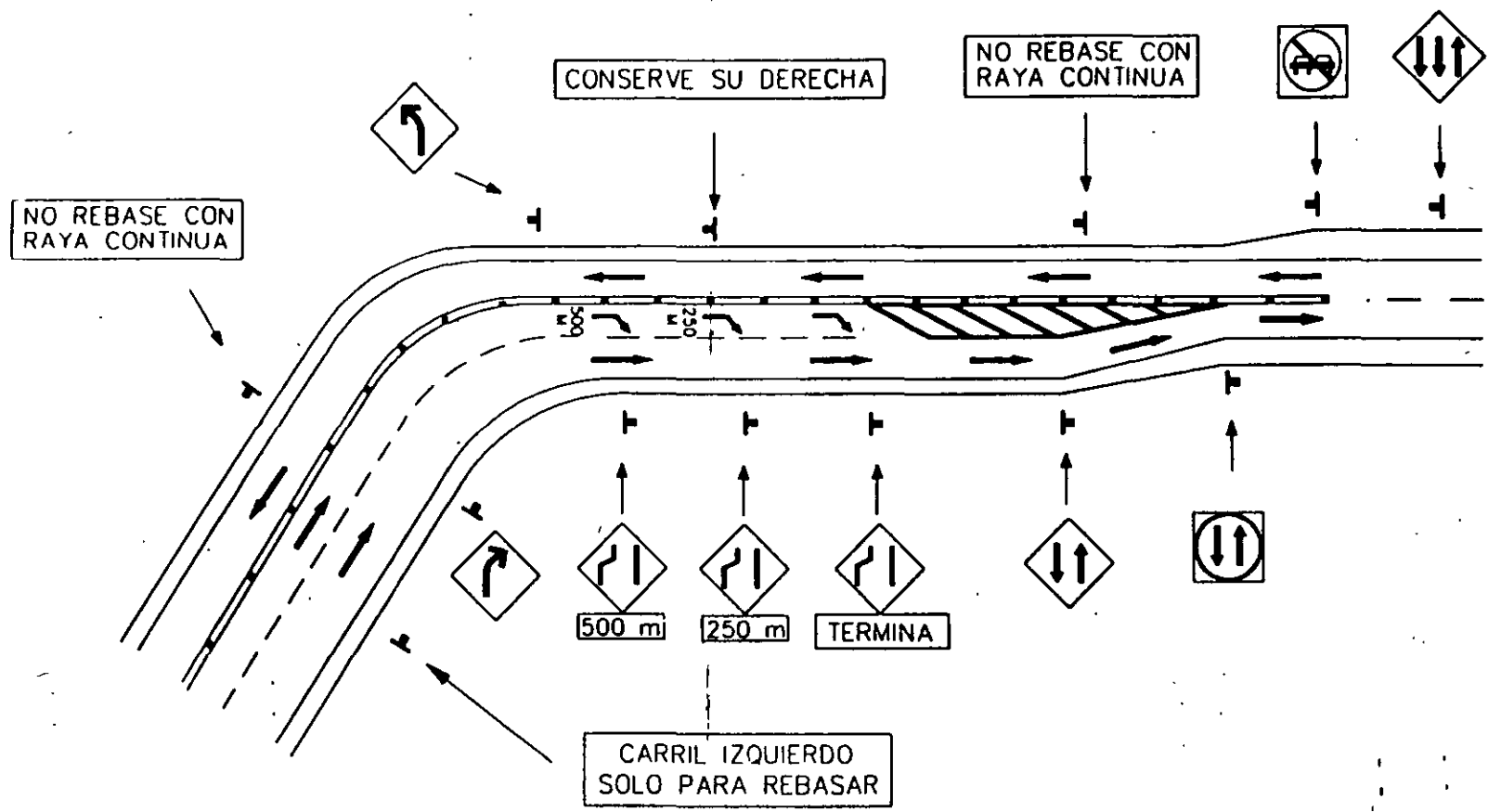


NOTA. Las longitudes de transición al inicio (L1) y final (L2) del tercer carril, se calcularán de acuerdo a las Ecuaciones 27 y 28 del capítulo 2.

SEÑALAMIENTO HORIZONTAL AL INICIO Y TERMINACION DEL TERCER CARRIL

3. Aplicación del Procedimiento Sugerido a un Caso Real



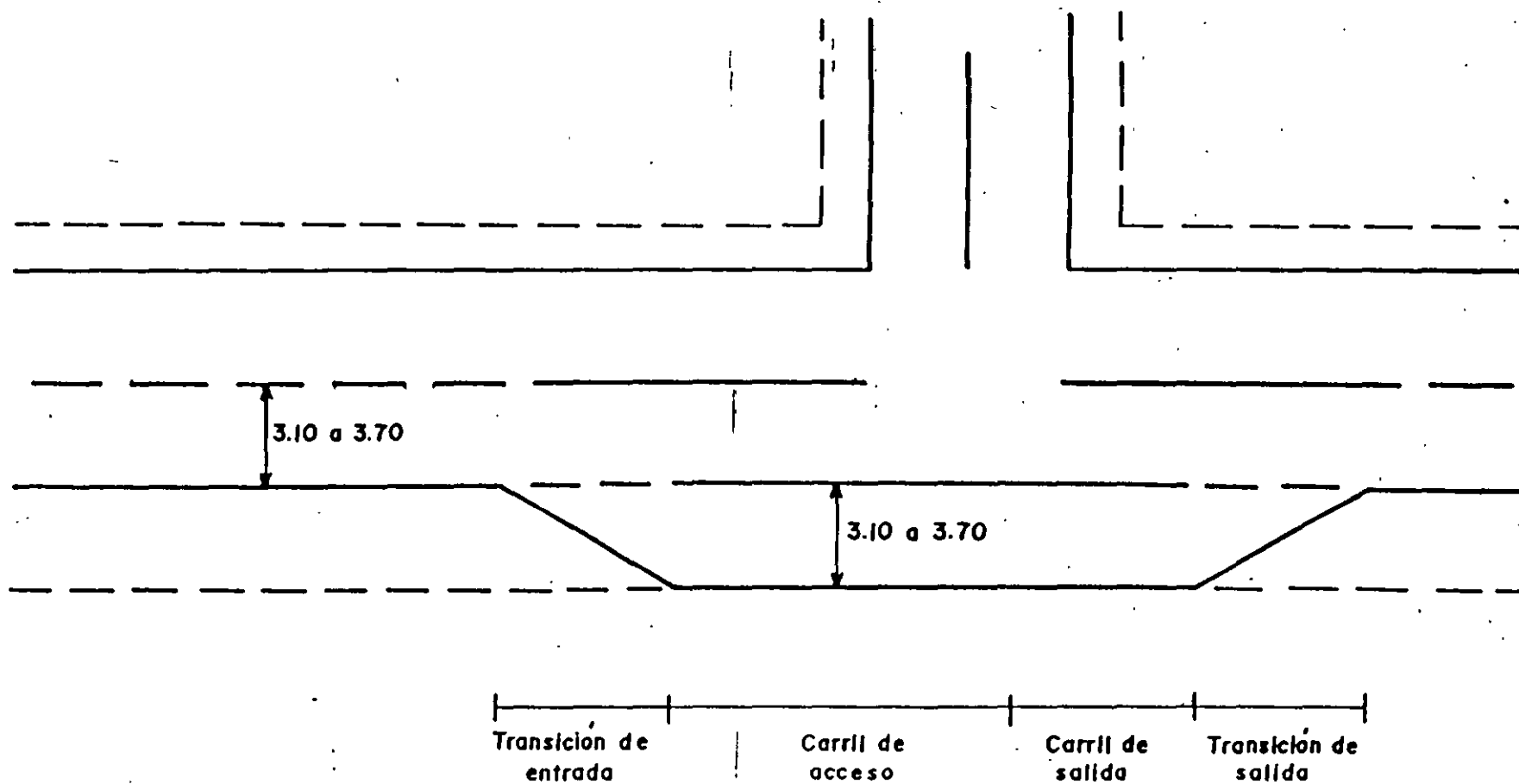


SEÑALAMIENTO DE UN SEGMENTO EN LA ZONA DE TERMINACION DE LA AMPLIACION

3. Aplicación del Procedimiento Sugerido a un Caso Real

FIGURA 9

Desviación por la berma



Transición de entrada	15 m a 30 m
Carril de acceso	30 m a 60 m
Carril de salida	15 m a 30 m
Transición de salida	15 m a 30 m

FIGURA 10

Carril de giro a izquierda en dos sentidos

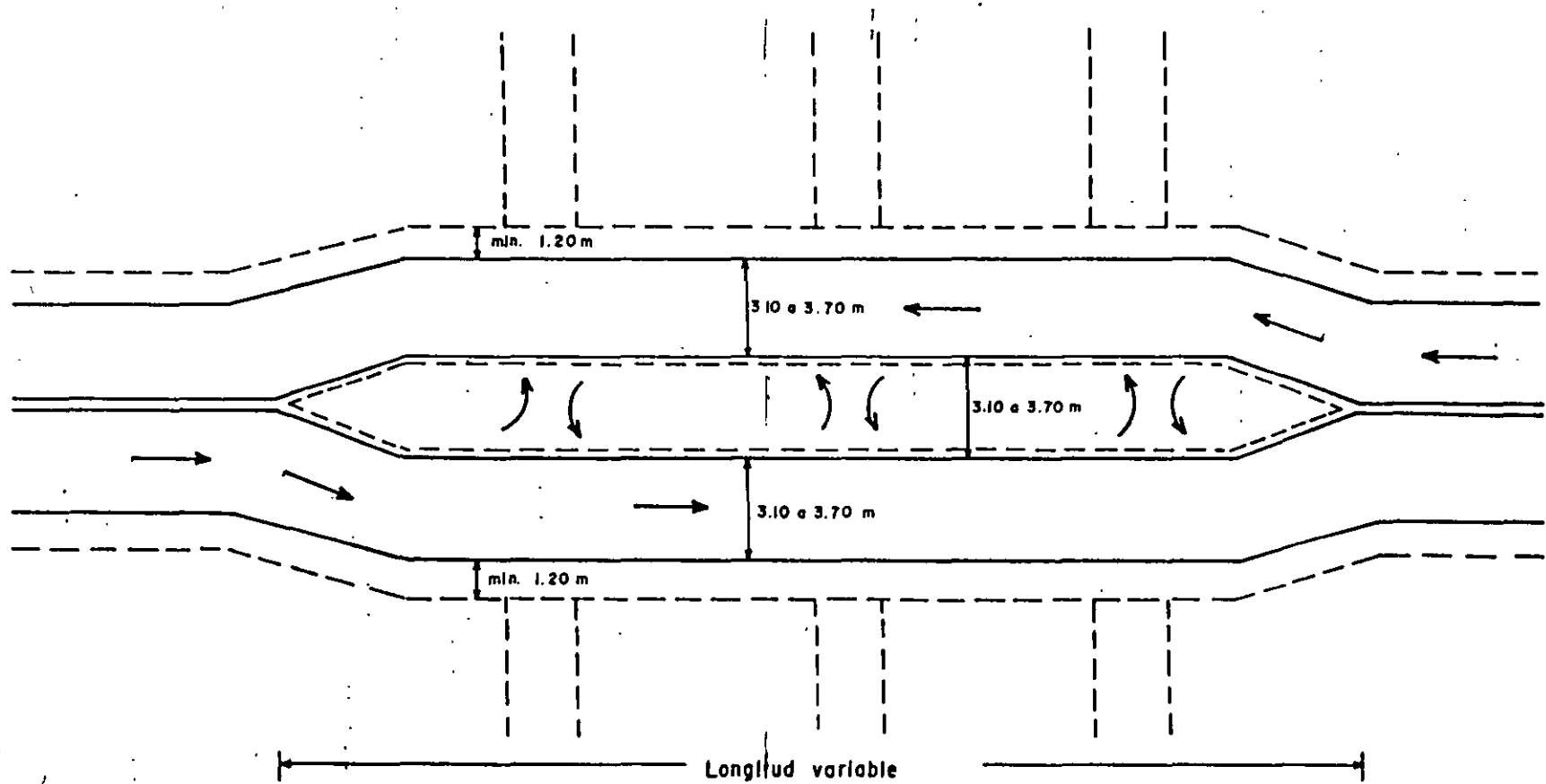
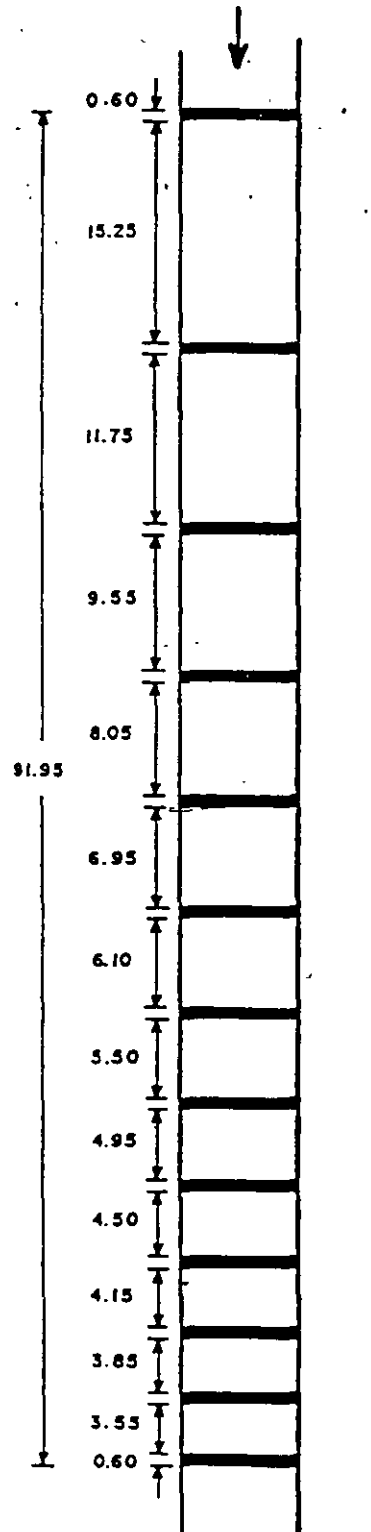


FIGURA 11

Líneas reductoras de velocidad

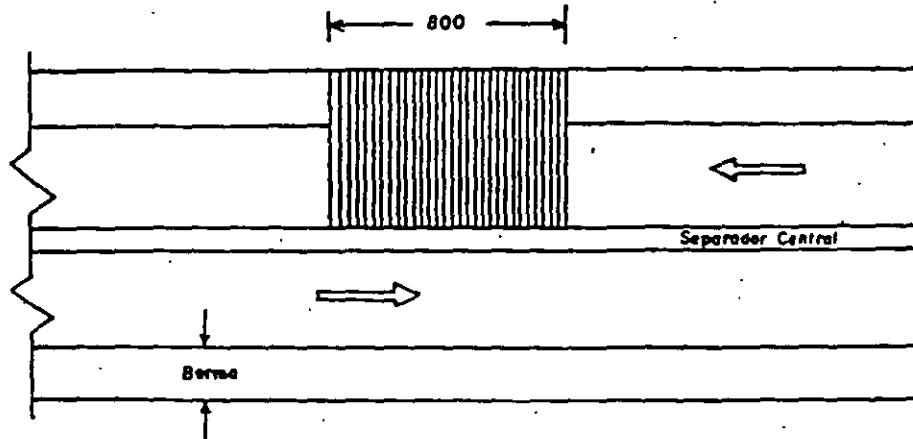


NOTA: DIMENSIONES EN METROS

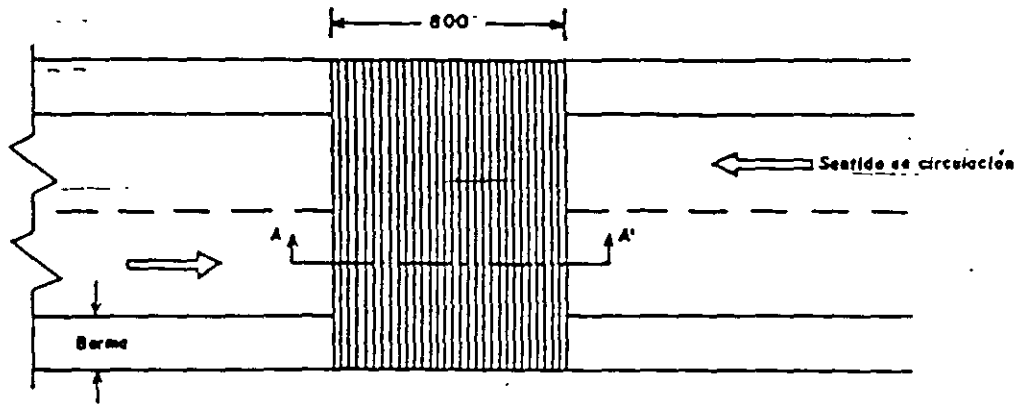
TABLA. 6 SEPARACION ENTRE LINEAS CON ESPACIAMIENTO LOGARITMICO.

DIFERENCIAS DE VELOCIDADES (Km/h).	20.	30.	40.	50.
N. DE LINEAS REQUERIDAS.	13.	20.	26.	32.
	1525.	1525.	1525.	1525.
	11.75.	12.55.	13.10.	13.50.
	9.55.	10.70.	11.50.	12.05.
	8.05.	9.30.	10.25.	10.90.
	6.95.	8.25.	9.25.	10.00.
	6.10.	7.40.	8.40.	9.25.
	5.50.	6.70.	7.70.	8.50.
	4.95.	6.10.	7.15.	7.95.
	4.50.	5.65.	6.60.	7.40.
	4.15.	5.25.	6.20.	7.00.
	3.85.	4.85.	5.80.	6.60.
	3.55.	4.55.	5.45.	6.25.
		4.30.	5.15.	5.90.
		4.05.	4.90.	5.60.
		3.85.	4.65.	5.35.
		3.65.	4.45.	5.10.
		3.45.	4.25.	4.90.
		3.30.	4.05.	4.70.
		3.15.	3.90.	4.50.
			3.75.	4.35.
			3.60.	4.20.
			3.45.	4.05.
			3.30.	3.90.
			3.20.	3.75.
			3.10.	3.65.
				3.55.
				3.45.
				3.35.
				3.25.
				3.15.
				3.10.
LONGITUD DE ESPACIAMIENTO	84.15.	122.30.	158.40.	194.40.
LONGITUD TOTAL (ESP. + ANCHURA DE RAYA)	91.95.	134.30.	174.00.	2

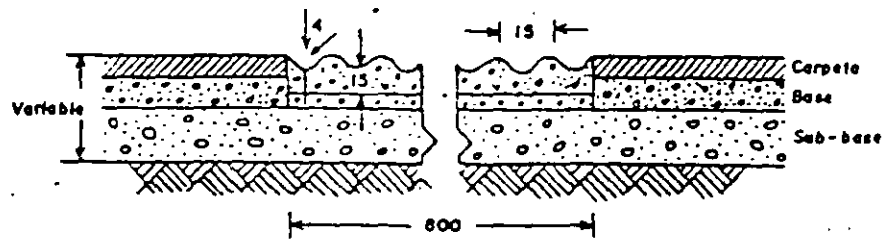
Sonorizadores



Sonorizadores cuando existe separador central



Sonorizadores cuando hay línea central

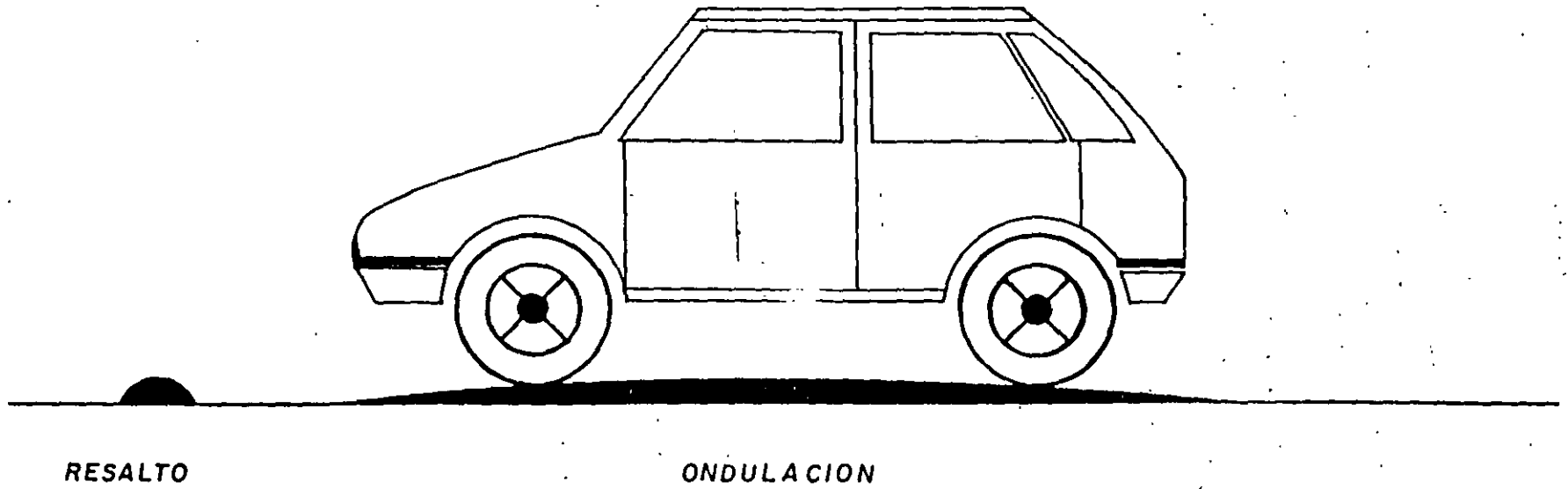


NOTA: dimensiones en centímetros

Corte A-A'

FIGURA 13

Resalto y ondulación



Carril de escape

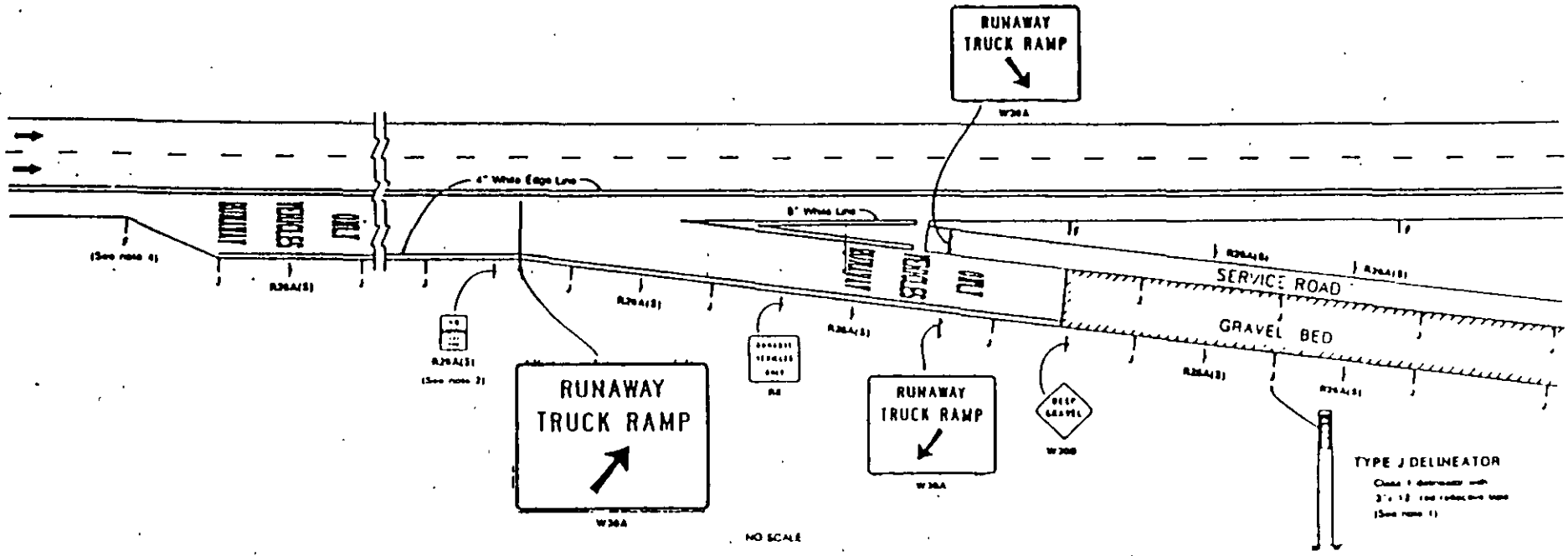


TABLA 7

BENEFICIOS DE LOS MEJORAMIENTOS EN LA SEGURIDAD

CATEGORIA	MEJORAMIENTO	PORCENTAJE ANUAL DE REDUCCION DE ACCIDENTES			RELACION BENF./COSTO
		ACCIDENTES	HERIDOS	MUERTOS	
1	Ensanchamiento o mejoramiento de las bermas.	29	20	41	28.83
2	Instalación de marcas y/o delineadores.	13	20	46	26.49
3	Tratamiento antideslizante o ranurado.	48	30	74	20.12
4	Instalar o mejorar la calidad de las señales de tránsito.	23	33	27	15.03
5	Señalización y/o demarcación.	0	42	35	14.94
6	Instalación o mejoramiento de barrera central.	3	6	91	13.73
7	Instalación de iluminación.	9	9	73	13.24
8	Instalación o mejoramiento de barreras de seguridad.	13	15	59	9.41
9	Reemplazo de señales por luces intermitentes en pasos a nivel.	94	93	99	8.60
10	Combinación de señales y marcas.	24	26	27	8.60
11	Soporte de señales o iluminación separables.	35	44	100	7.25
12	Instalación o mejoramiento de semáforos.	18	32	49	6.36
13	Superficie de tratamiento antideslizante.	17	27	30	6.1
14	Reemplazo de señales de tránsito por barreras automáticas.	99	99	100	5.44
15	Canalizaciones, incluyendo bahías para giro a la izquierda.	23	29	65	3.94
16	Ensanchamiento del pavimento sin adicionar carriles.	25	38	87	3.68
17	Mejoramiento en la distancia de visibilidad.	31	38	36	2.97
18	Combinación de 10 y 11.	31	35	50	1.78
19	Reemplazo de dispositivos vivos por barreras automáticas.	81	75	96	1.13
20	Reemplazo de puentes y otras estructuras mayores.	44	60	47	0.90
21	Canales adicionales, sin separador central.	17	11	31	0.80
22	Ampliación de puentes o de estructuras mayores.	65	74	33	0.41

FUENTE: Evaluation of Highway Safety Program Standards. DOT / FHWA, March 1977

CUADRO DE SEÑALES-CALLE 70

SEÑAL	DESCRIPCION
SP-46	PEATONES EN LA VIA
SR-02	CEDA EL PASO
SP-C	PELIGRO CAIZADAS A DESNIVEL
SP-47	ZONA ESCOLAR A 100 MTS
SP-60	PELIGRO ENTRADA Y SALIDA DE MAQUINARIA PESADA A 200 MTS
SP-02	CURVA PELIGROSA A LA DERECHA
SP-D	DELINEADOR DE CURVA HORIZONTAL
SI-05	SEÑAL INFORMATIVA
1-2-3	
SR-3060	VELOCIDAD MAXIMA 60 KPH
☐	LUZ AMARILLA DESCONECTADA

B EL CASTILLO
H MILITAR

SI-05 (1)

REVISE SUS FREMOS

SI-05 (2)

LA CALERA
CALLE 02
CARRERA 7

SI-05 (3)

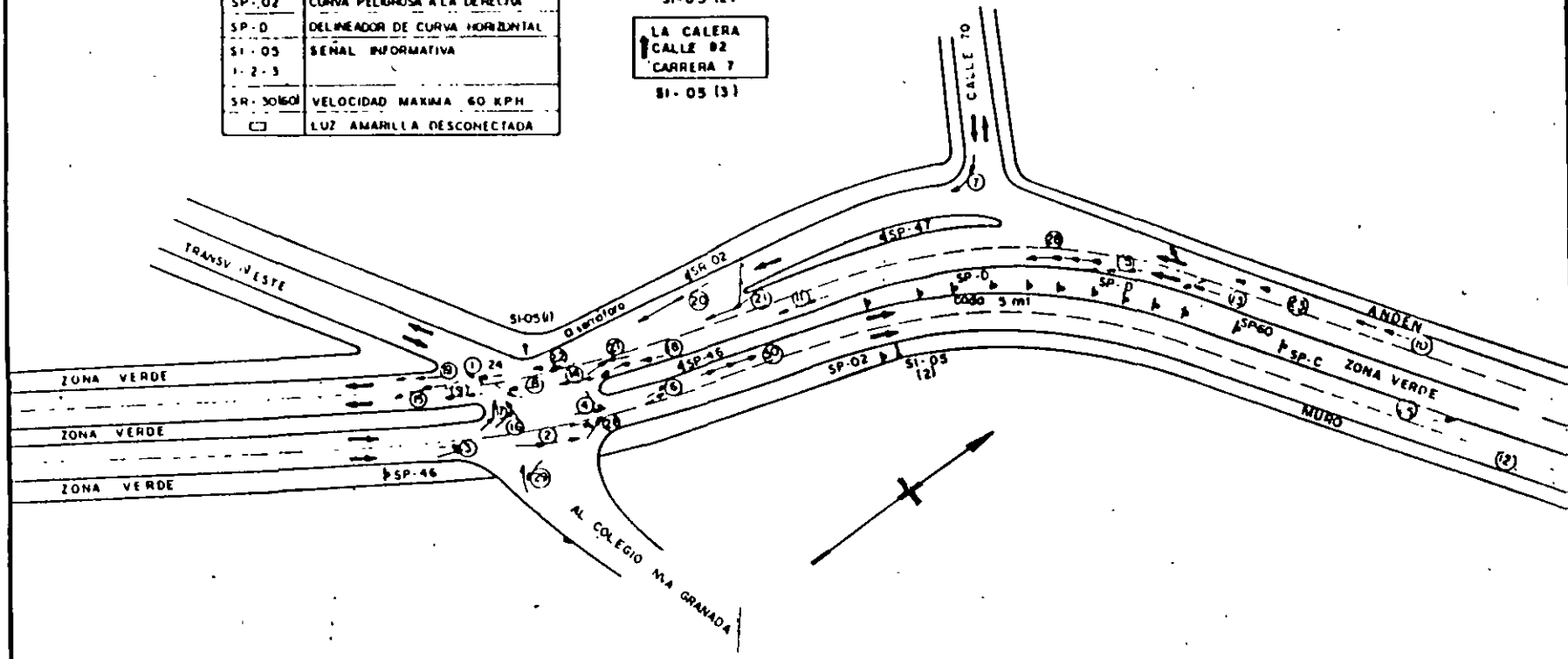


FIGURA A

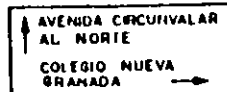
EJEMPLO N.º 11
DIAGRAMA CONDICION COLISION
AV CIRCUNVALAR CON TRANSV. I. ESTE

CUADRO DE SEÑALES

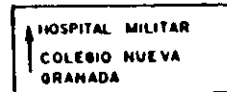
SEÑAL	DESCRIPCION
SR-10	PROHIBIDO GIRAR EN U
SR-01	PAUSE
SR-28	PROHIBIDO PARQUEAR
SR-09	PERMITIDO GIRAR EN U
SP-04	CURVA PRONUNCIADA A LA DERECHA
SR-05	GIRO A LA IZQUIERDA
SR-02	CEDA EL PASO
SP-47	ZONA ESCOLAR
SR-30(50)	VELOCIDAD MAXIMA 50 KPH.
SP-11	INTERSECCION DE VIAS
SR-36	SENTIDO DE CIRCULACION
SP-22	INCORPORACION DE TRANSITO DER
SI-05	SENALES INFORMATIVAS



SI-05 (3)



SI-05 (2)



SI-05 (1)

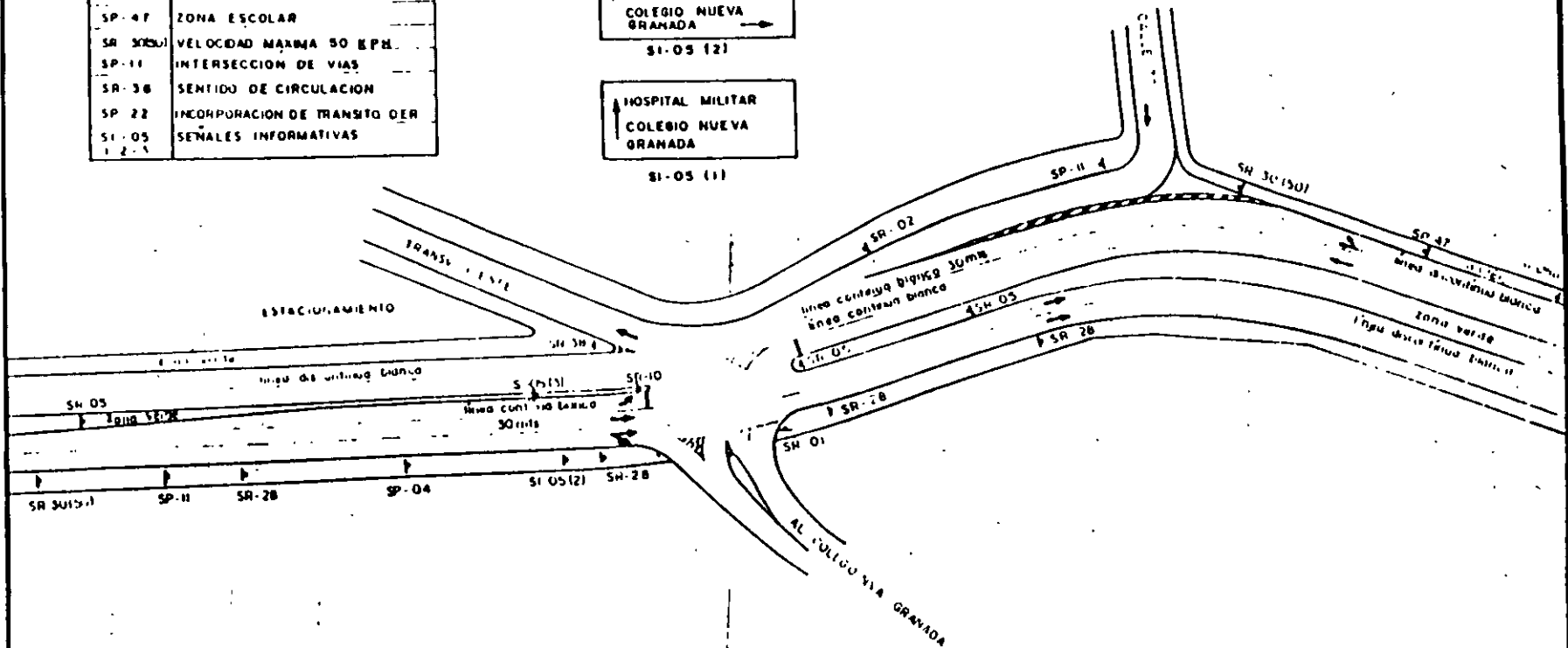
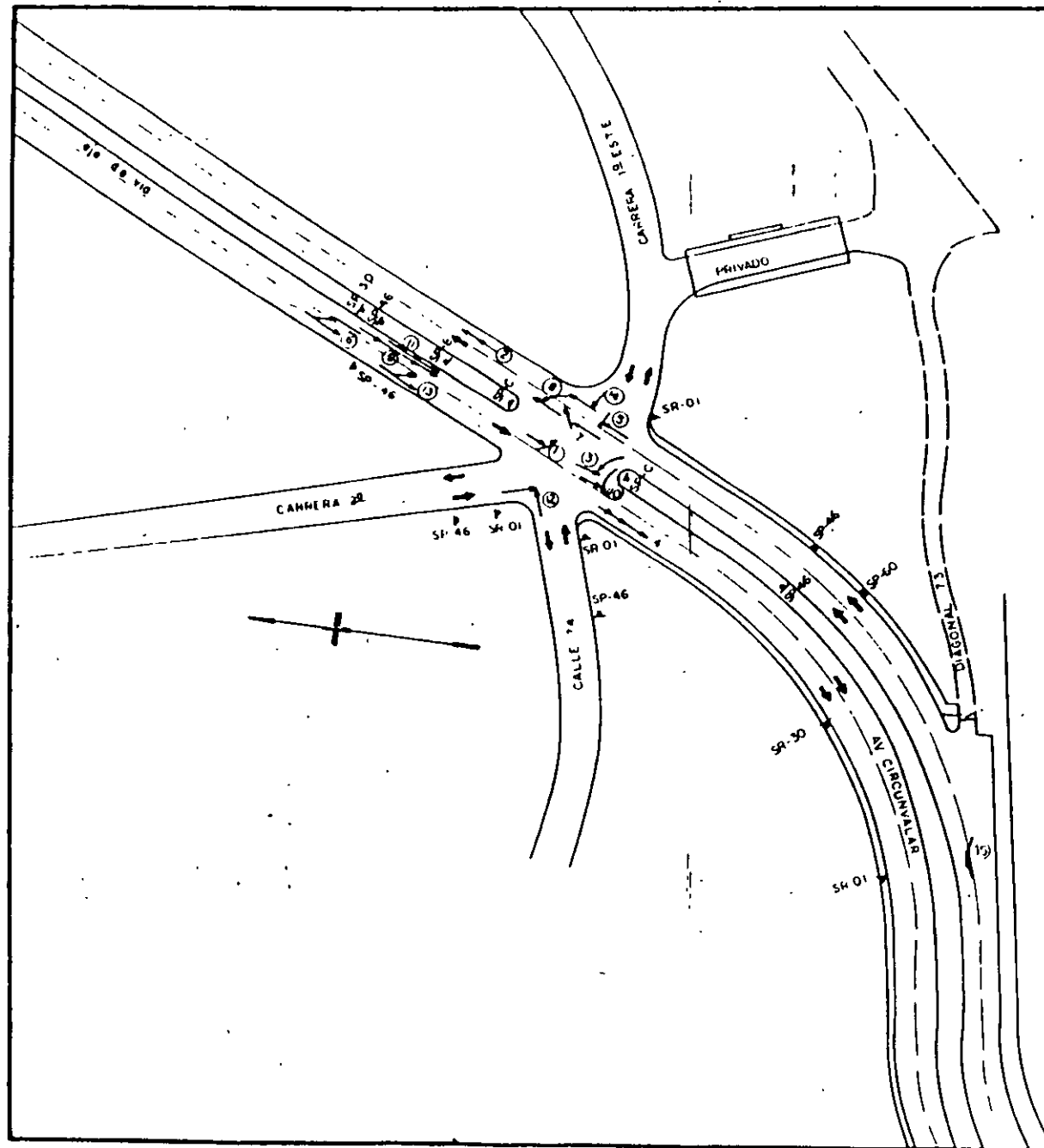


FIGURA 17A

EJEMPLO 16.1
 DIAGRAMA SOLUCION
 AV. CIRCUNVALAR CON TRANSV I E



CUADRO DE SEÑALES CALLE 74

SEÑAL	DESCRIPCION
SP-01	INDICADOR DE OBTACULO
SR-01	LANE
SR-46	PLATONES EN LA VIA
SP-B	PELIGRO CALZADAS A DESNIVEL
SR-30	VELOCIDAD MAXIMA - 60 KPH
SR-60	CRUCE PELIGROSO A 100 MTS
SP-01	CURVA PELIGROSA A LA IZQUIERDA

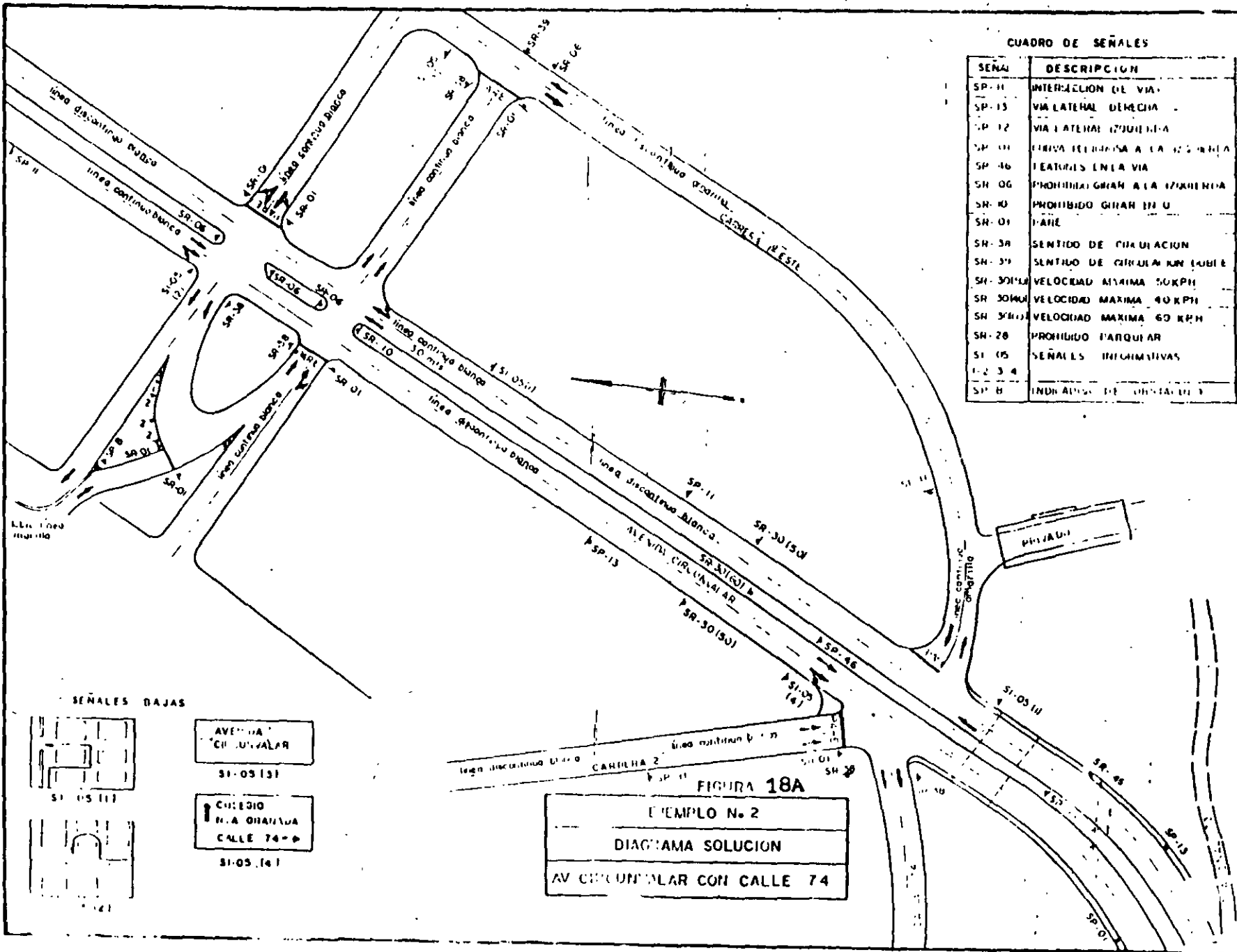
NOTA PAVIMENTO EN CONDICIONES
REGULARES (INTERCALACIONES DE
PAVIMENTO RIGIDO Y FLEXIBLE)

FIGURA 18

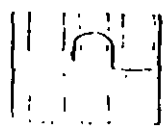
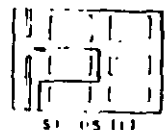
EJEMPLO No 2
DIAGRAMA CONDICION COLISION
AV CIRCUNVALAR CON CALLE 74

CUADRO DE SEÑALES

SEÑAL	DESCRIPCION
SP-11	INTERSECCION DE VIA
SP-15	VIA LATERAL DERECHA
SP-12	VIA LATERAL IZQUIERDA
SP-111	CRUCE PELIGROSO A LA DERECHA
SP-16	FEATURAS EN LA VIA
SR-06	PROHIBIDA GIRAR A LA DERECHA
SR-10	PROHIBIDO GIRAR EN U
SR-01	PARÉ
SR-38	SENTIDO DE CIRCULACION
SR-39	SENTIDO DE CIRCULACION LUBIE
SR-301M	VELOCIDAD MAXIMA 50KPH
SR-302M	VELOCIDAD MAXIMA 40KPH
SR-303M	VELOCIDAD MAXIMA 60KPH
SR-28	PROHIBIDO PARQUEAR
SI-05	SEÑALES INFORMATIVAS
1-2-3-4	
SI-08	INDICADOR DE DISTANCIA



SEÑALES BAJAS



AVENIDA CIRCUNVALAR
SI-05.131

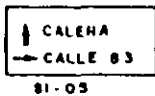
CALLE 74
SI-05.141

FIGURA 18A
EJEMPLO N.º 2
DIAGRAMA SOLUCION
AV CIRCUNVALAR CON CALLE 74

62

CUADRO DE SEÑALES - CALLE 83

SEÑAL	DESCRIPCION
SR-38	SENTIDO DE CIRCULACION UNA VIA
SR-01	PARE
SP-A	PRECAUCION CALZADAS A DESNIVEL
SP-B	INDICADOR DE OBSTACULO
SR-30	VELOCIDAD MAXIMA 40 KPH
SI-05	SEÑAL INFORMATIVA
SP-60	CRUCE PELIGROSO A 100 MTS
SR-39	SENTIDO DE CIRCULACION DOBLE



FC

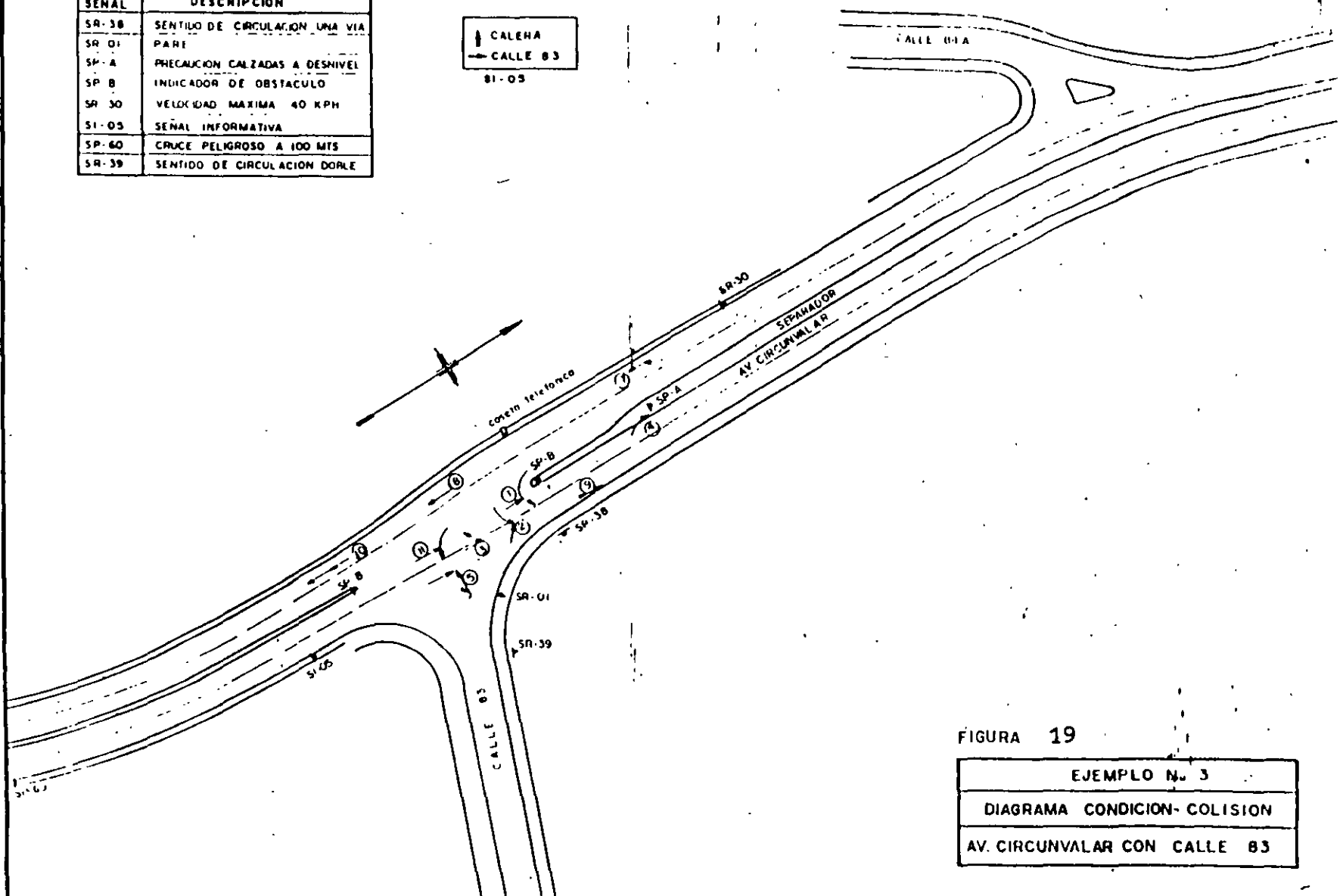


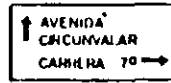
FIGURA 19

EJEMPLO N.º 3
DIAGRAMA CONDICION-COLISION
AV. CIRCUNVALAR CON CALLE 83

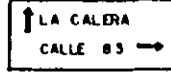
CUADRO DE SEÑALES

SEÑAL	DESCRIPCION
SP-03	CURVA PRONUNCIADA A LA DERECHA
SP-17	DIFUNCIÓN DERECHA
SR-30W	VELOCIDAD MÁXIMA 40 KPH
SR-30WU	VELOCIDAD MÁXIMA 50 KPH
SH-06	PROHIBIDO GIRAR A LA IZQ
SH-10	PROHIBIDO GIRAR EN U
SR-01	FARE
SP-12	VIA LATERAL IZQUIERDA
SP-13	VIA LATERAL DERECHA
SP-04	CURVA PRONUNCIADA A LA DERECHA
SH-02	CEDA EL PASO
SI-05(1)	SEÑAL INFORMATIVA
SI-05(2)	SEÑAL INFORMATIVA
SI-05(3)	SEÑAL INFORMATIVA

SEÑALES BAJAS



SI-05 (1)



SI-05(2)



SI-05(3)



60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60
 0 25 47.5 75 100 125 150 175 200 225 250 275 300 325 350 375 400 425 450 475 500 525 550

REDUCTORES DE VELOCIDAD POR EL MÉTODO ESPACIAMIENTO LOGARÍTMICO

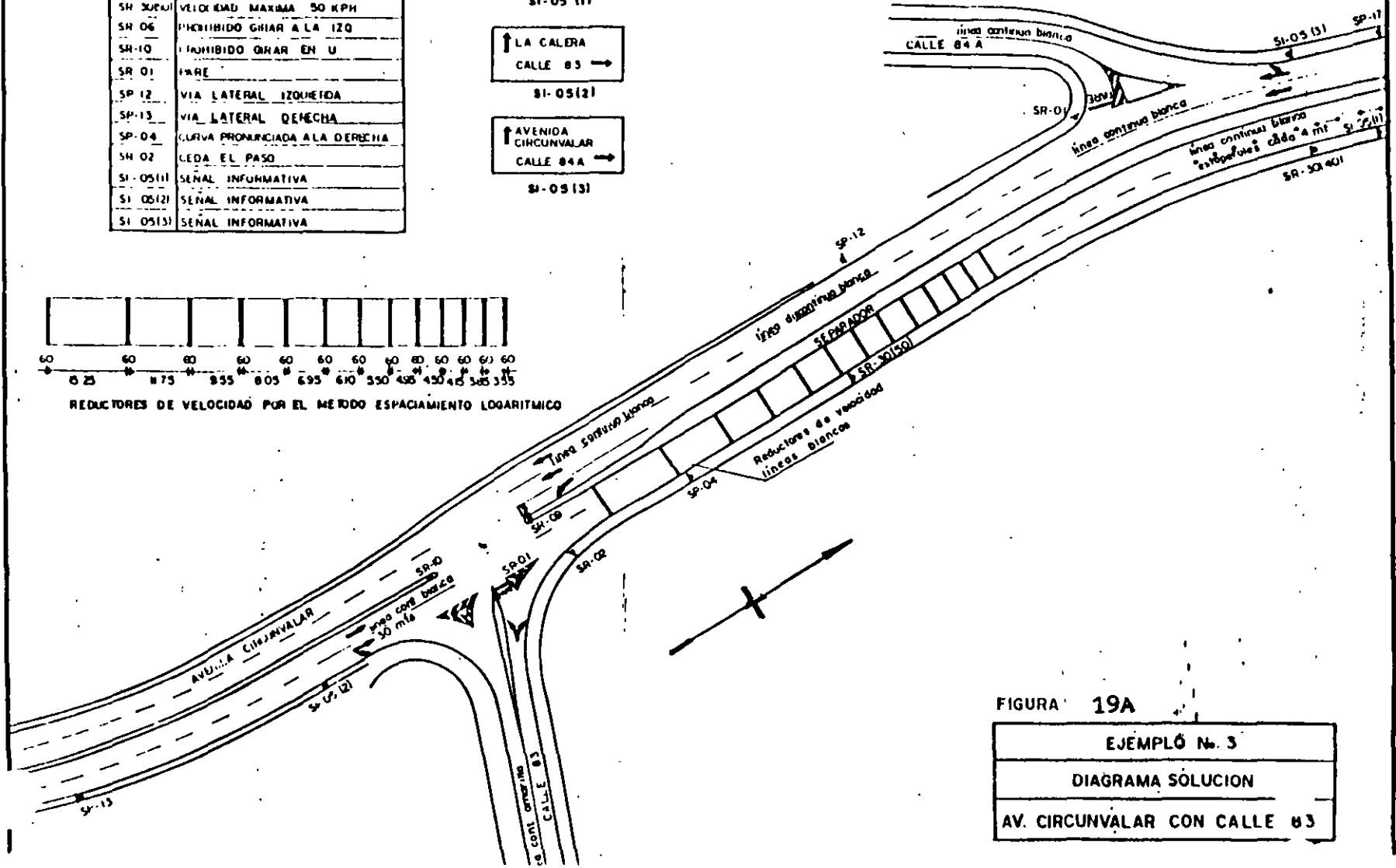


FIGURA 19A

EJEMPLÓ N. 3
DIAGRAMA SOLUCION
AV. CIRCUNVALAR CON CALLE 83

FIGURA 21

SEÑALES PREVENTIVAS



P-1



P-2



P-3



P-14



P-27



PO-1



PO-2



PO-3



PO-4



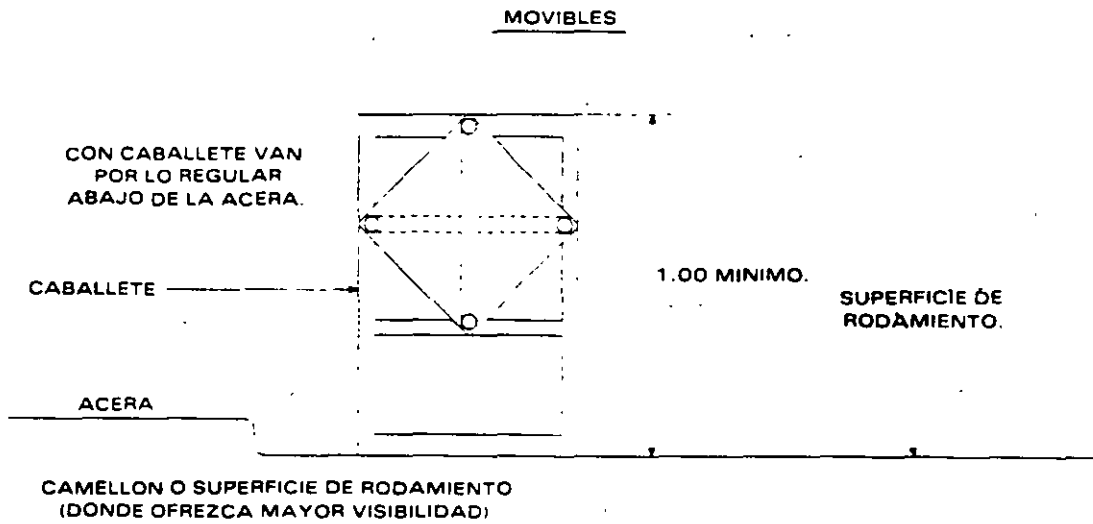
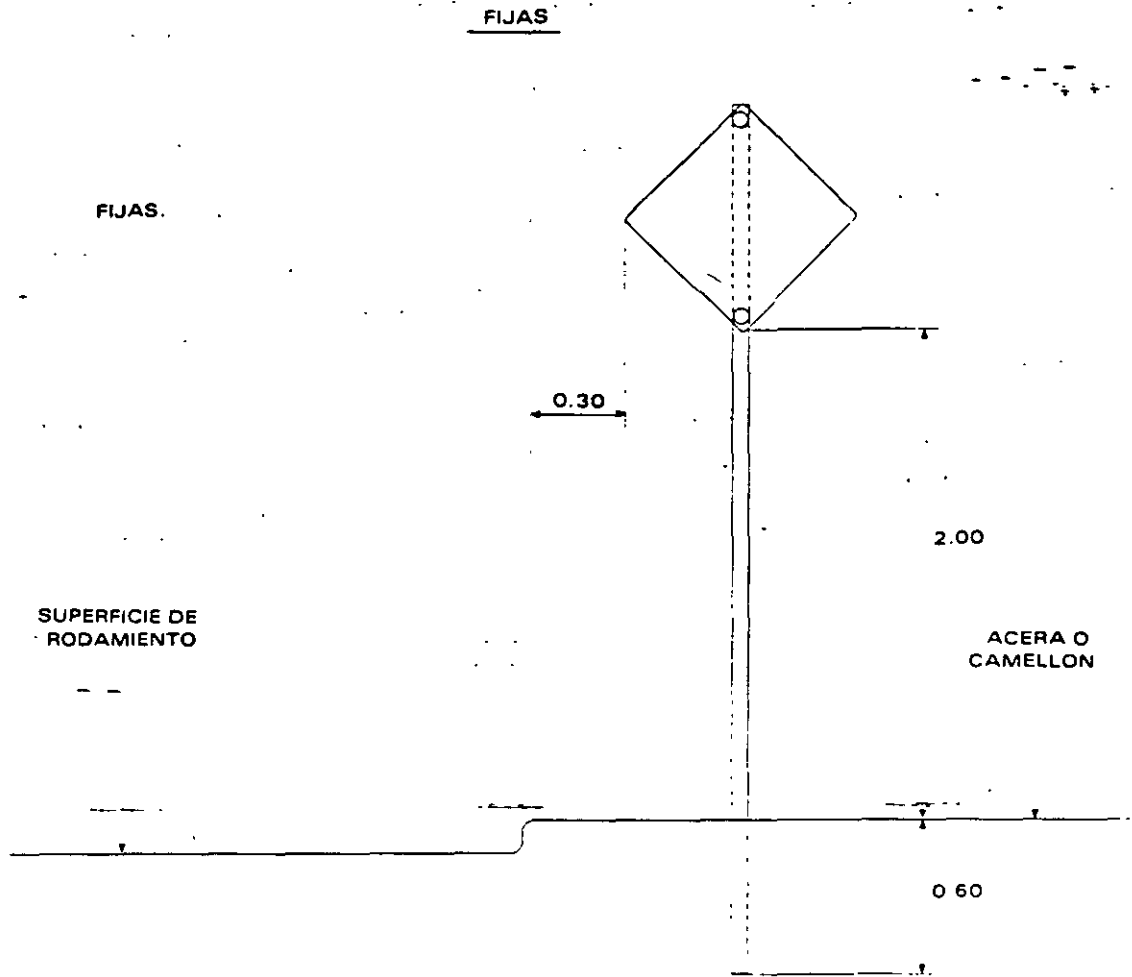
PO-5



PO-11.1

Señales preventivas más usuales en protección de obras.

FIGURA 21A
SEÑALES PREVENTIVAS.



Ubicación de señales preventivas.

FIGURA 22

SEÑALES RESTRICTIVAS



R-1



R-2



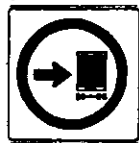
R-4



R-5



R-7



R-8



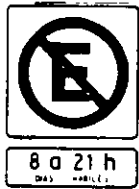
R-9



R-10



R-14



R-17



R-21



R-22



R-23



R-24



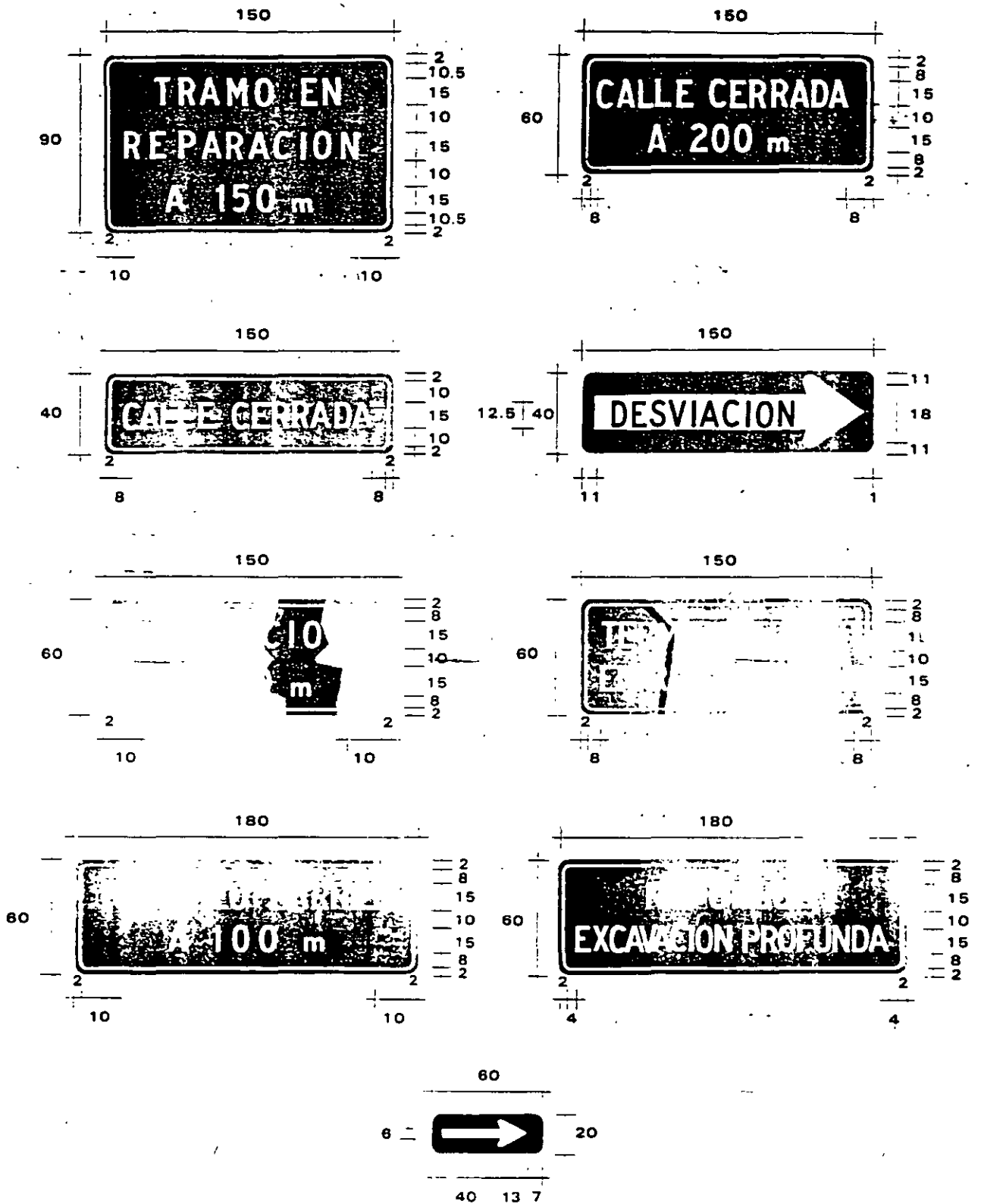
R-25



R-29

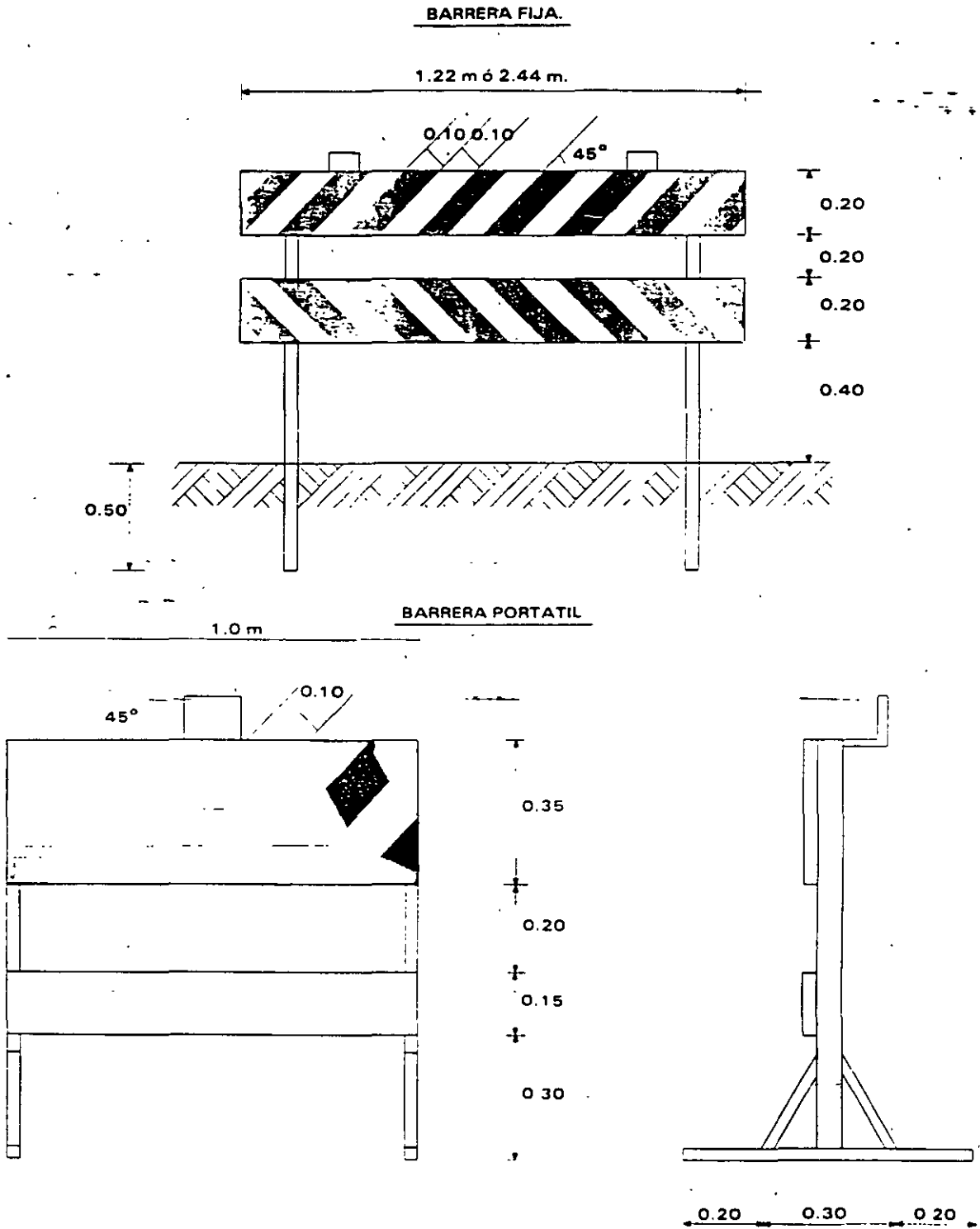
Las señales restrictivas más usuales en protección de obras.

FIGURA 23



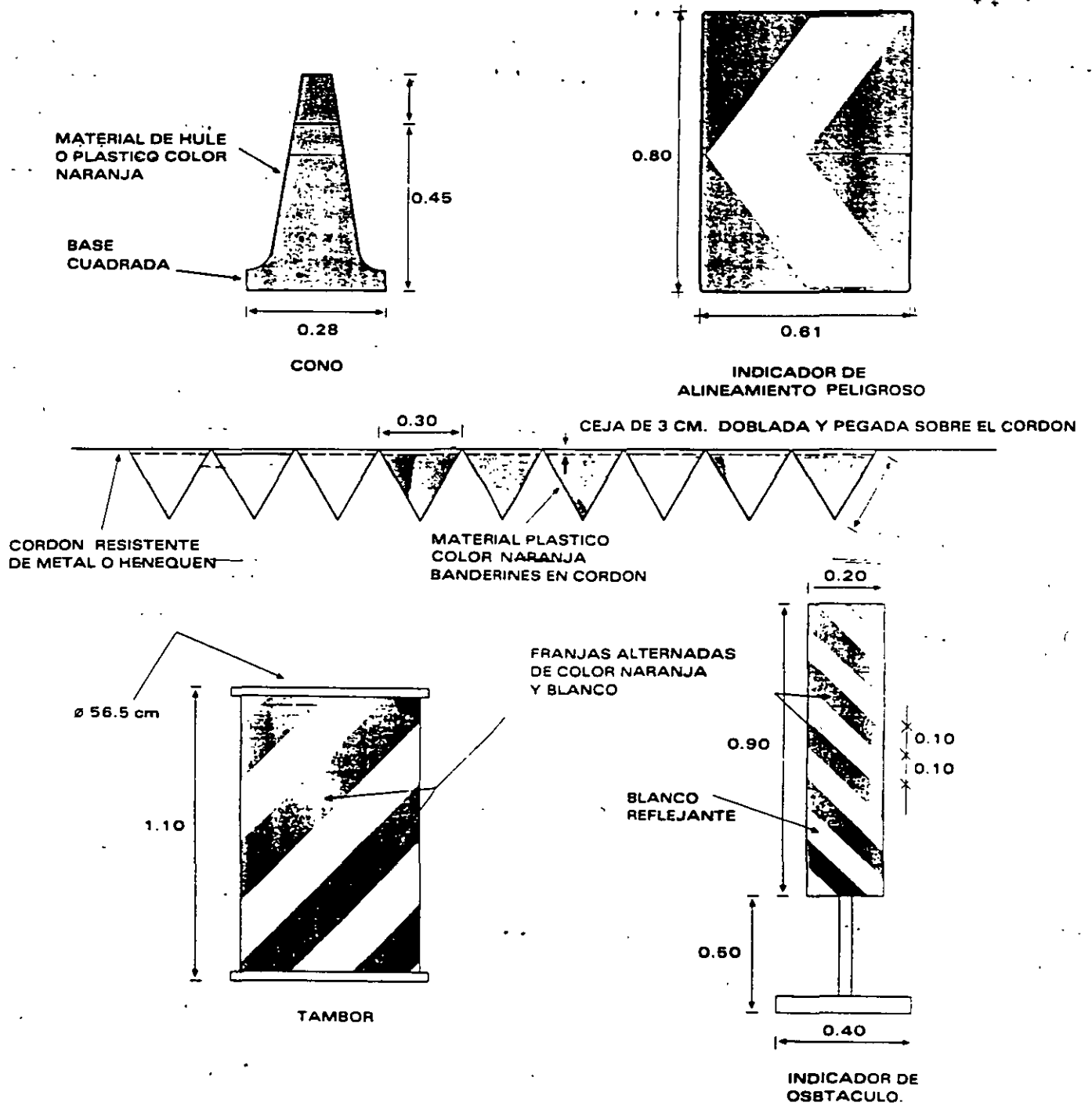
Señales informativas más usuales y de sentido de circulación.

FIGURA 24



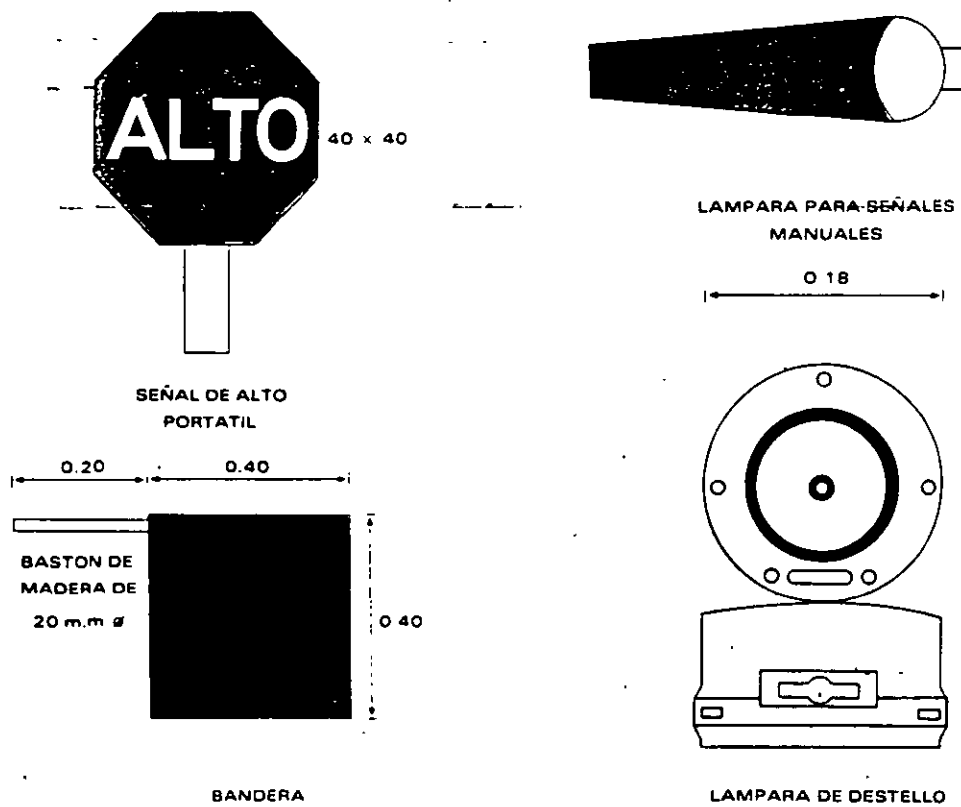
Modelo de barreras para protección de obra.

FIGURA 25

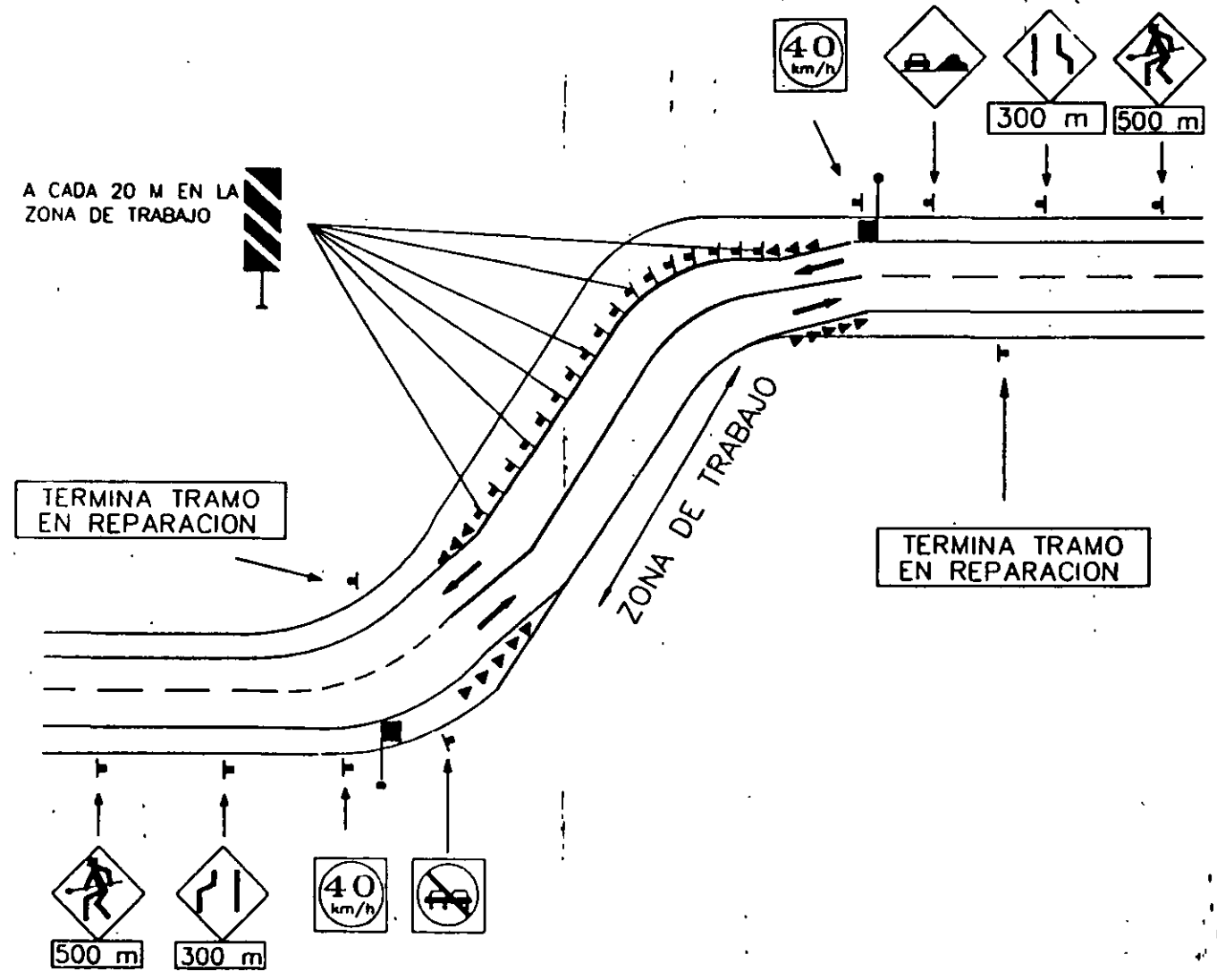


Dispositivos canalizadores para proteccion de obras.

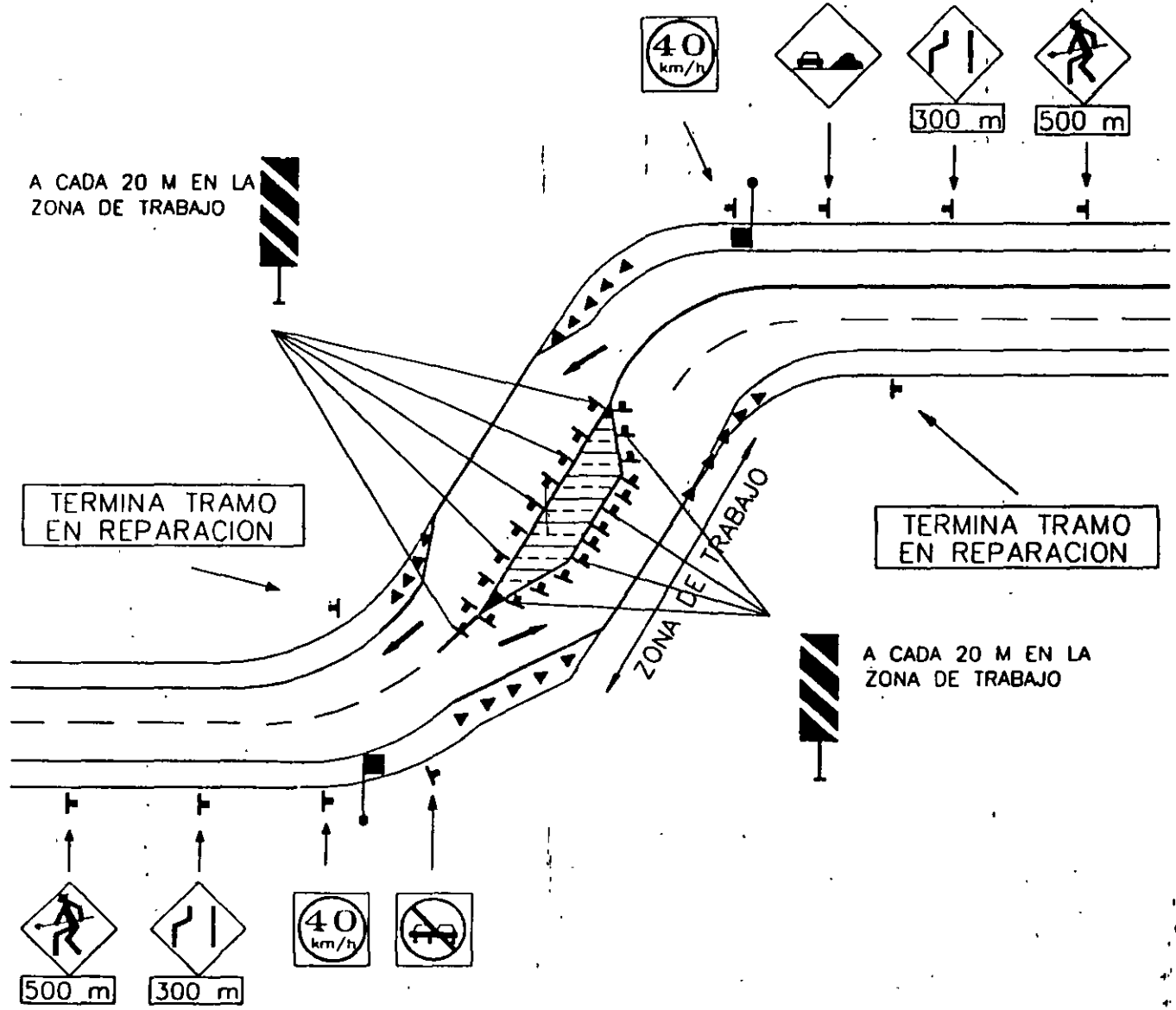
FIGURA 26



Indicadores manuales y luminosas para protección de obras.

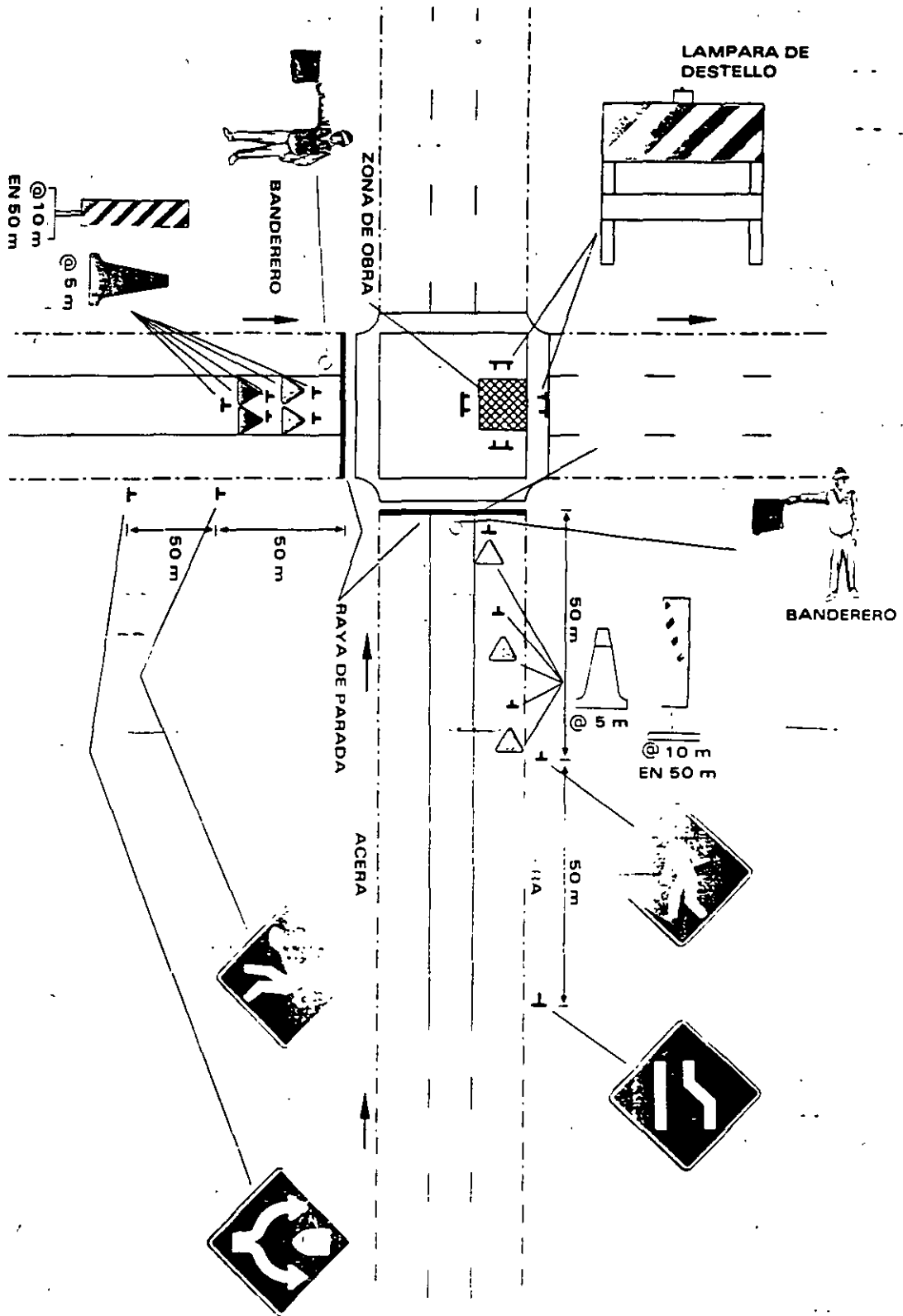


SEÑALAMIENTO DE PROTECCION DE OBRA EN LA AMPLIACION Y CONSTRUCCION DE TERRACERIAS



SEÑALAMIENTO DE PROTECCION DE OBRA EN LA CONSTRUCCION DE VIBRADORES EN LA ZONA NEUTRAL

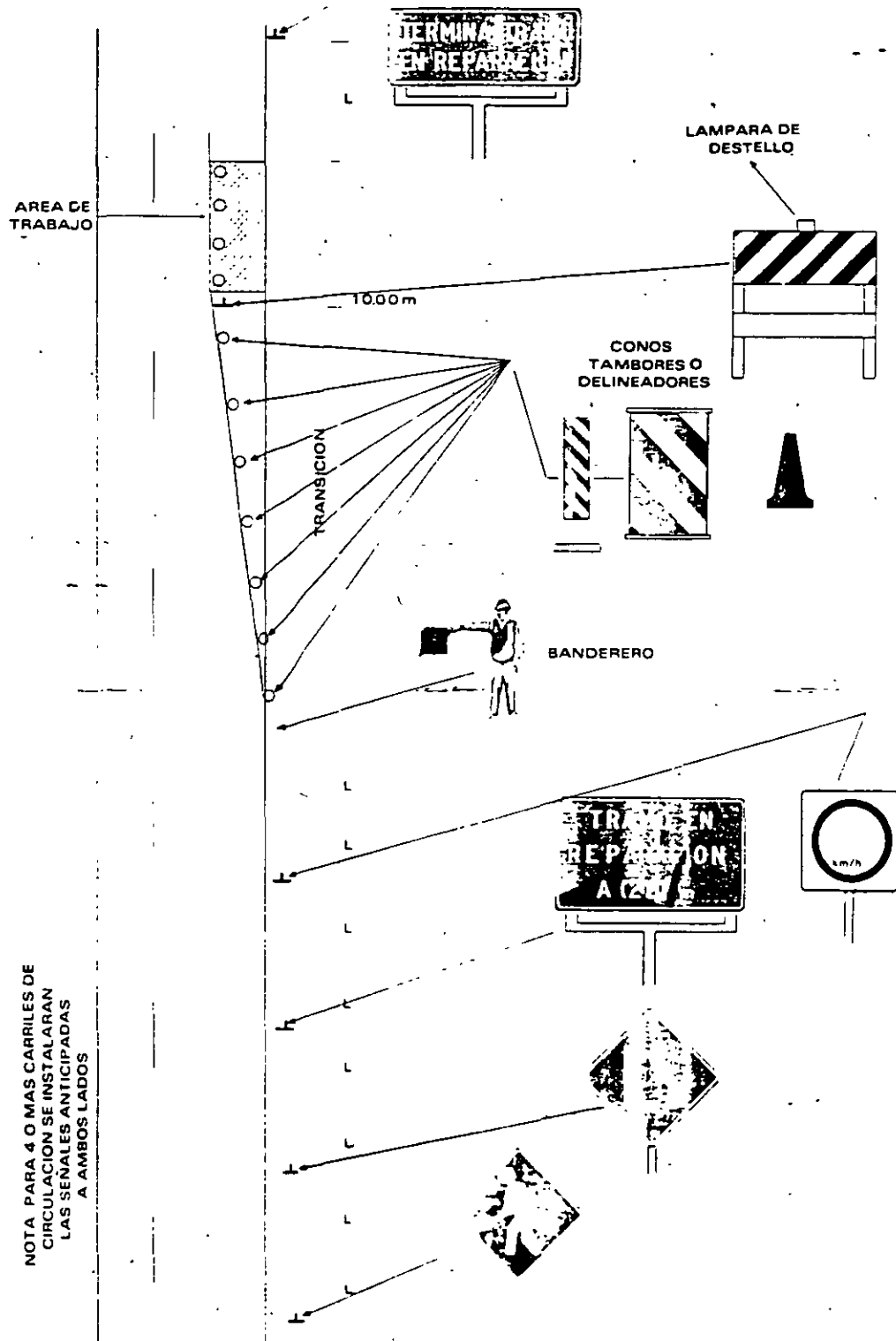
FIGURA 28



Señalamiento para obras en intersecciones con calles de un solo sentido de circulación.

FIGURA 29

SEÑALAMIENTO TIPO PARA LA CLAUSURA DE UNO O MAS CARRILES DE CIRCULACION



NOTA PARA 4 O MAS CARRILES DE CIRCULACION SE INSTALARAN LAS SEÑALES ANTICIPADAS A AMBOS LADOS

SEÑALAMIENTO TIPO PARA LA CLAUSURA DE UN CARRIL EN UNA CALLE DE DOS C
 LES DE CIRCULACION, CON DOBLE SENTIDO DEL TRANSITO PRINCIPALMENTE PARA
 BAJA DE CONSERVACION.

(BACHEO, DESOLVE DE ALCANTARILLAS, REPARAR ALUMBRADO, ETC.)

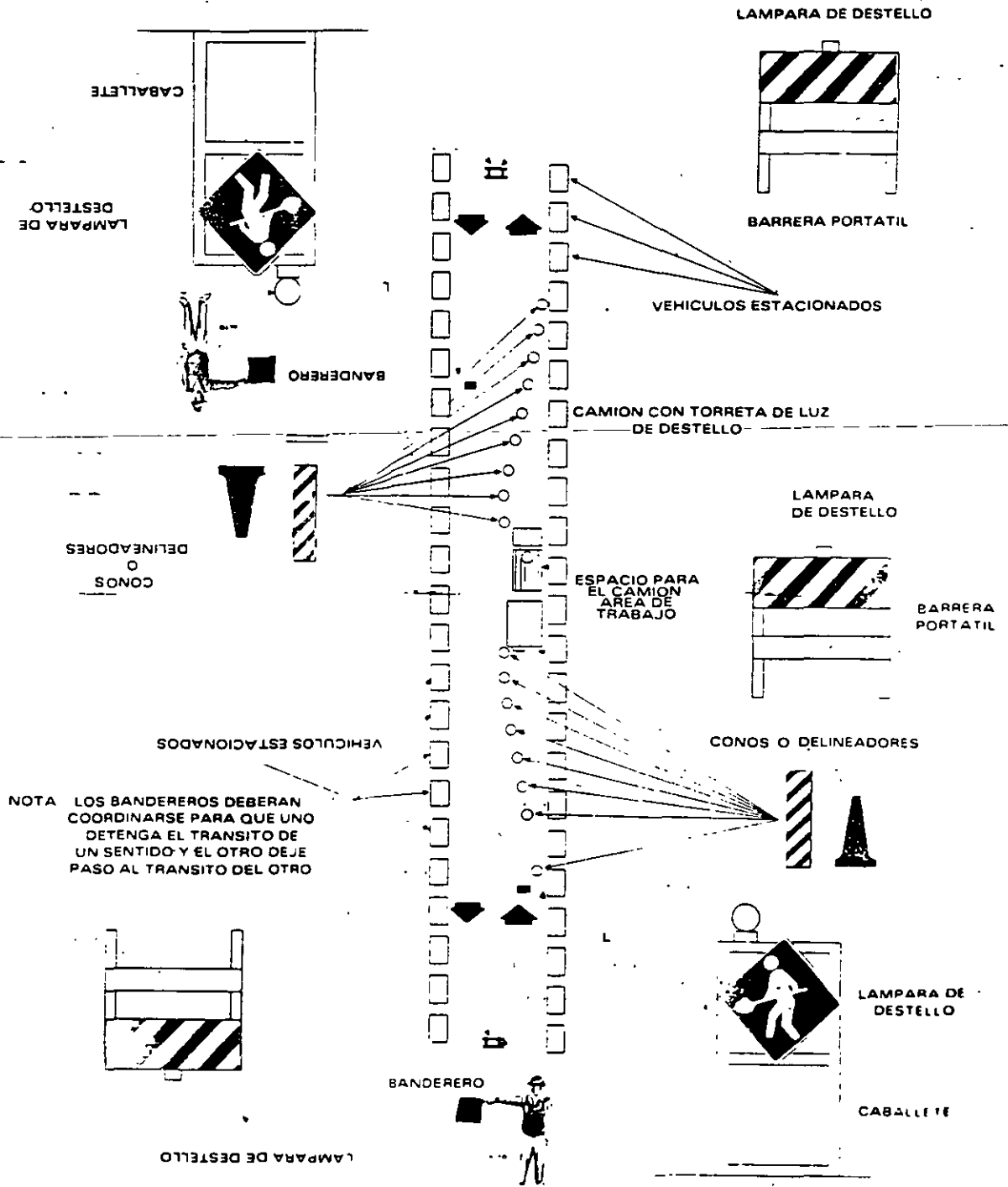
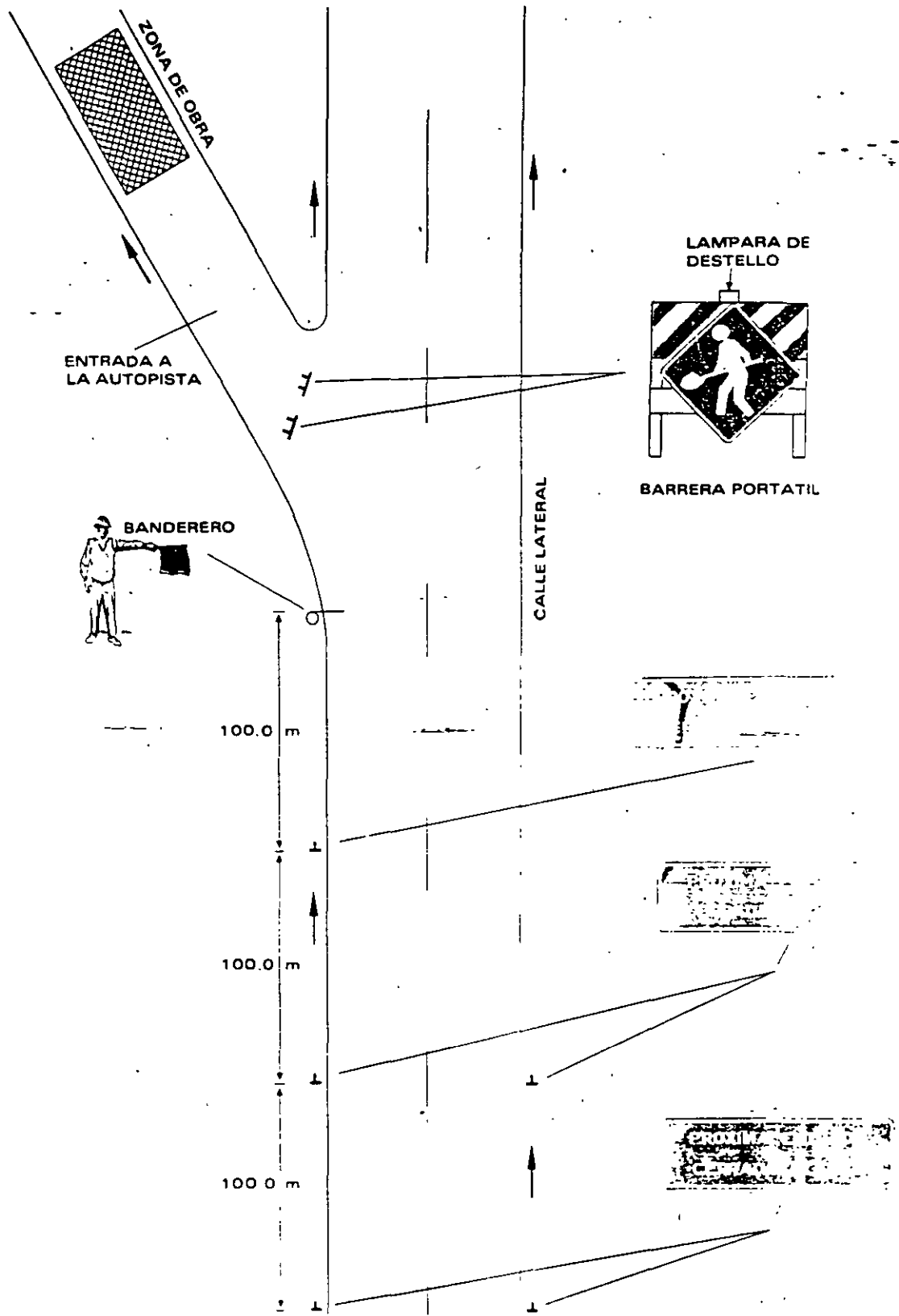
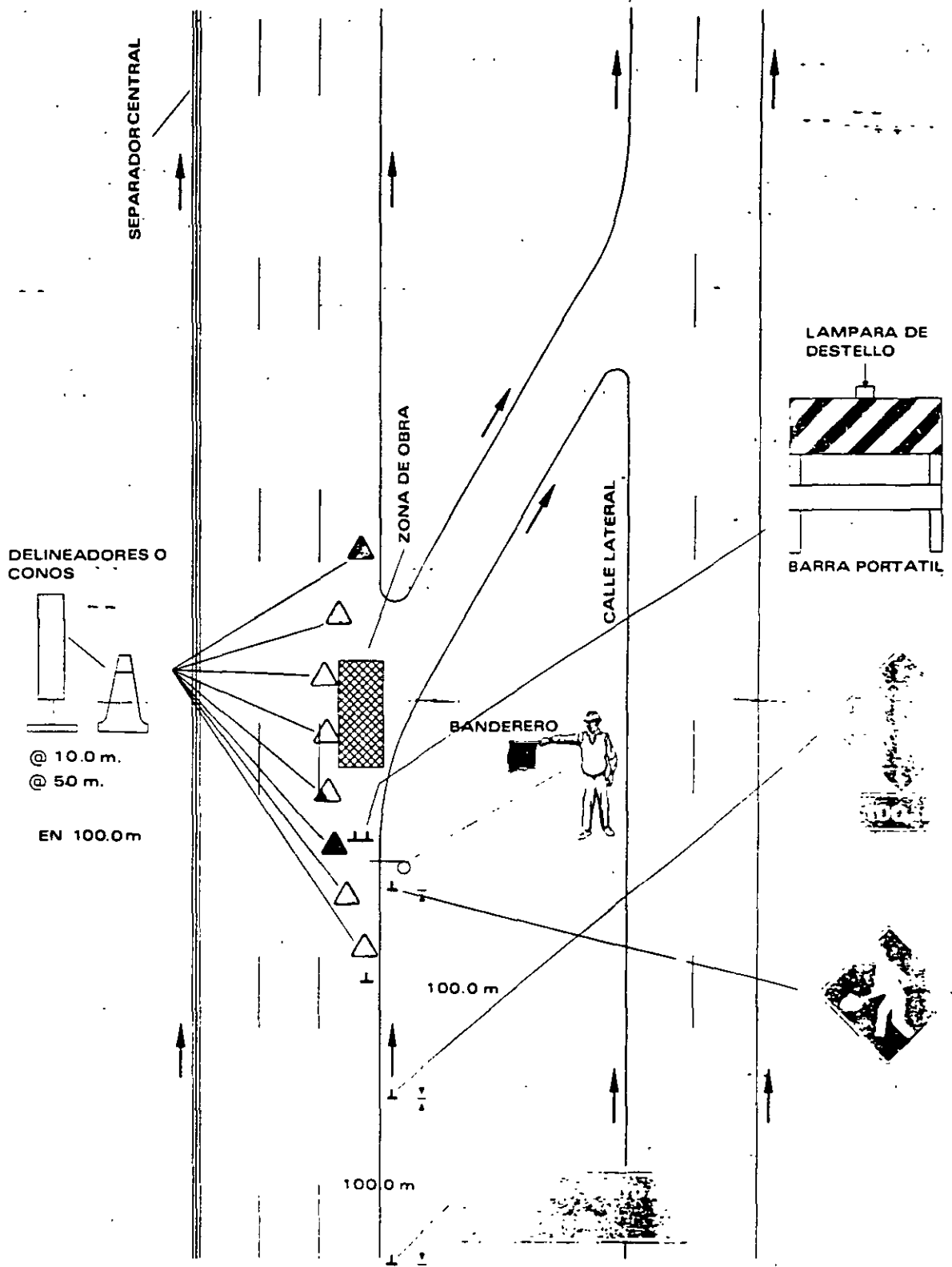


FIGURA 31



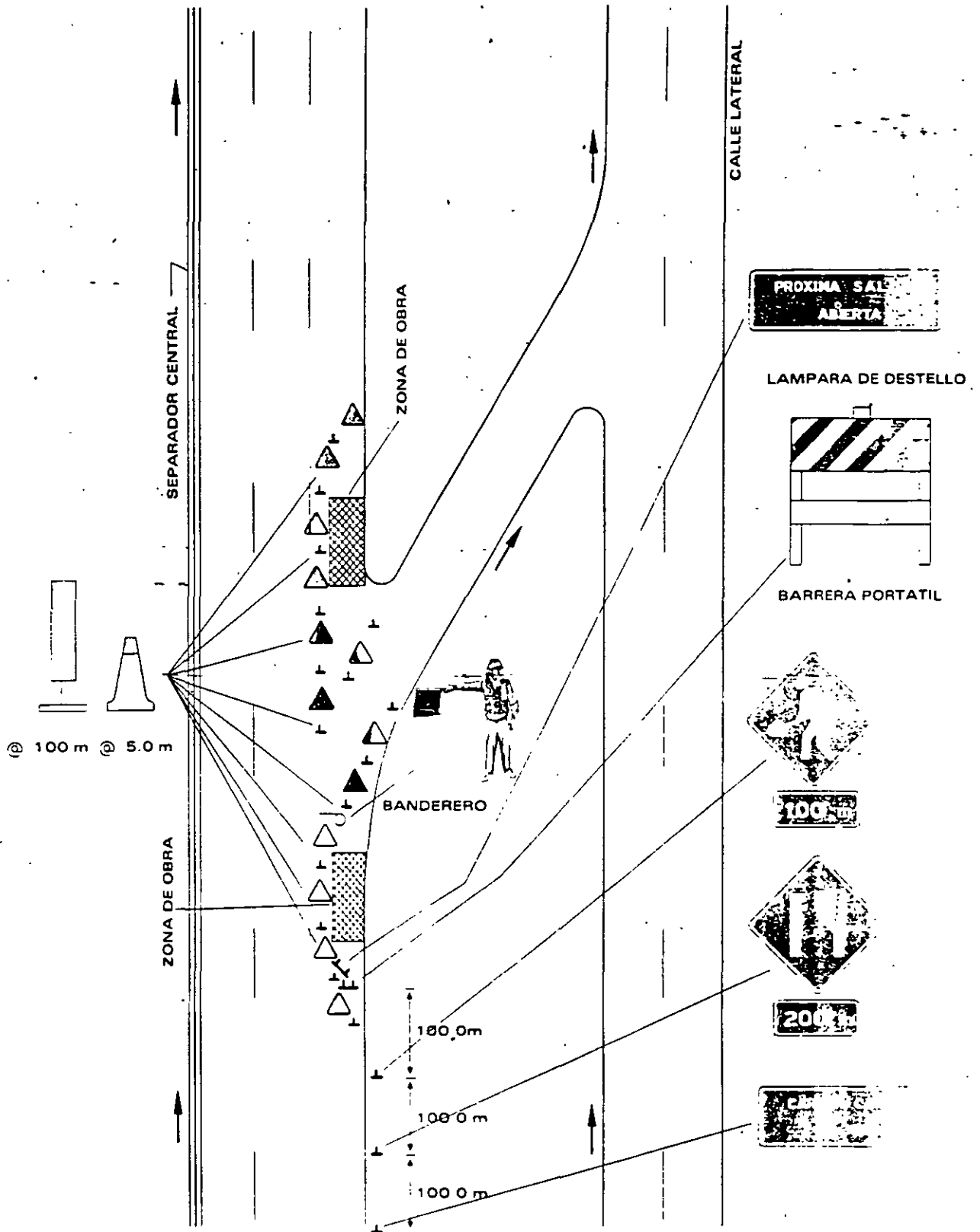
Dispositivos para protección de la zona de obras, cuando se cierra una entrada a la autopista.

FIGURA 32



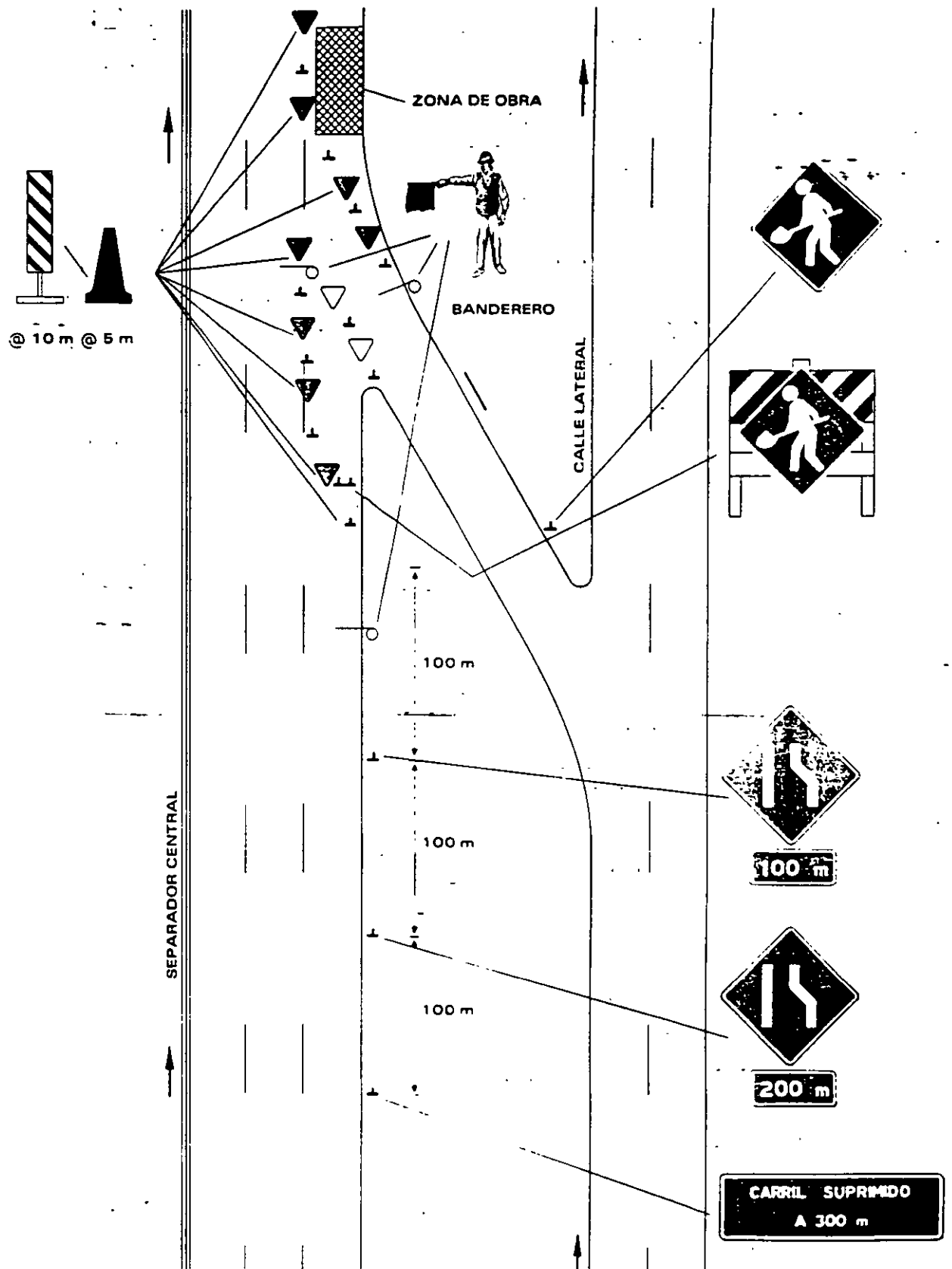
Dispositivos de control típicos cuando se cierra por obras una salida de una pista

FIGURA 33



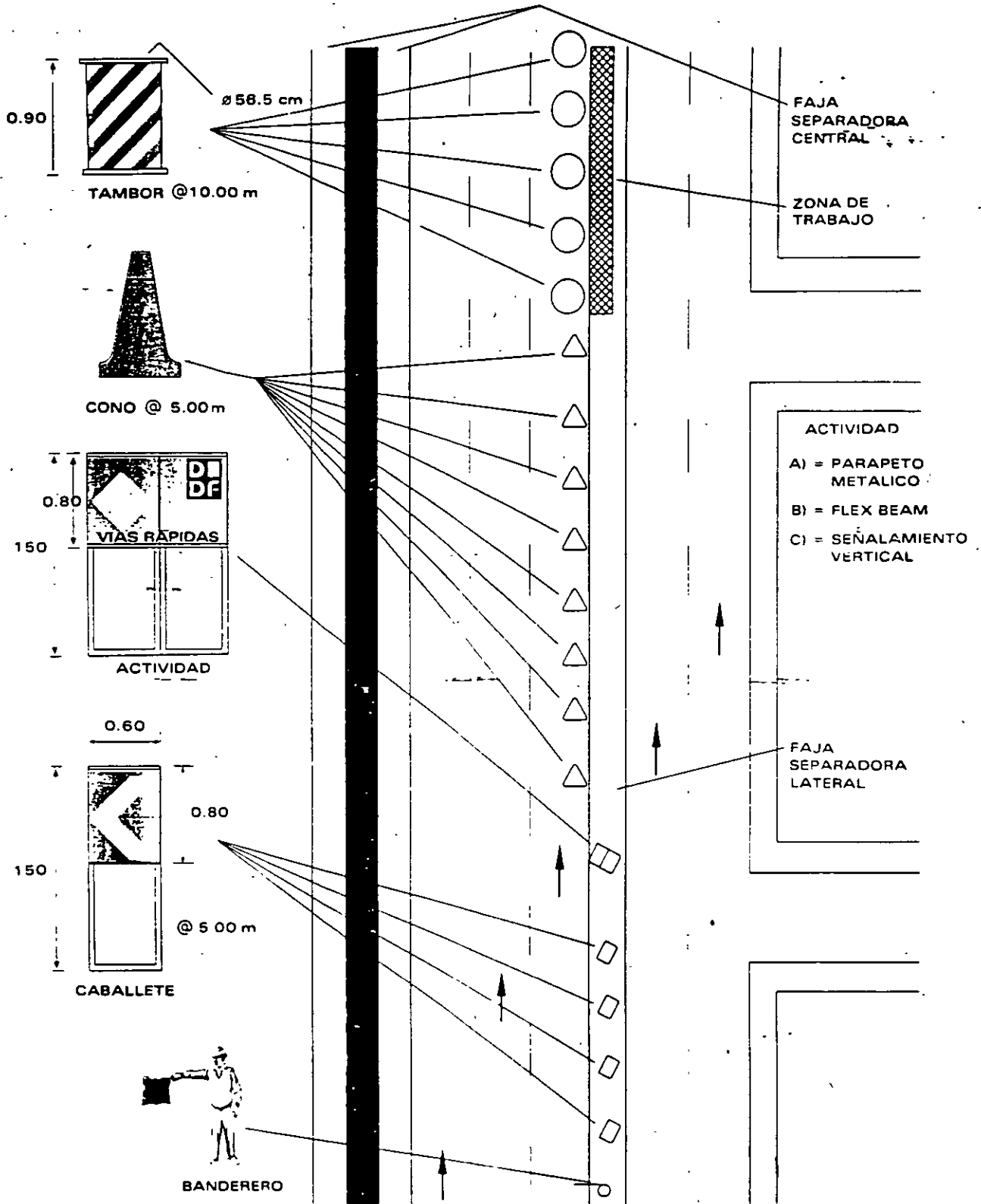
Dispositivos de control típicos, cuando se cierra un carril por obras cerca de una salida de autopista y ésta permanece abierta.

FIGURA 34



Dispositivos de protección para una zona de obra ubicada en un carril de ace-
ción de entrada y un carril principal de la autopista.

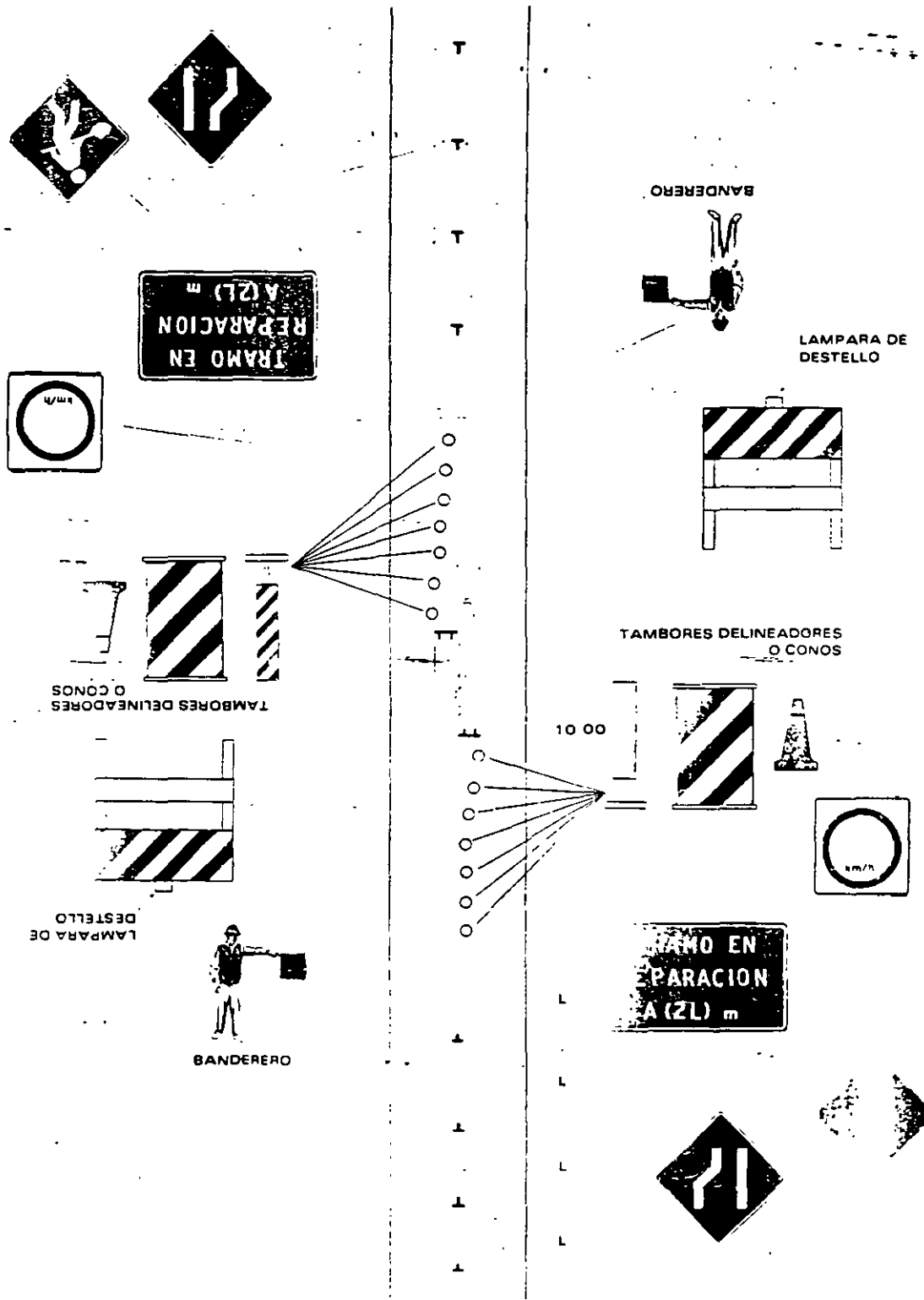
FIGURA 35



Señalamiento tipo para la clausura de uno o más carriles de circulación para efectuar trabajos de limpieza y pintura. (Turno diurno).

FIGURA 36

SEÑALAMIENTO TIPO PARA LA CLAUSURA DE UNO O MAS CARRILES DE CIRCULACION
LA PARTE CENTRAL DE UNA CALLE





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

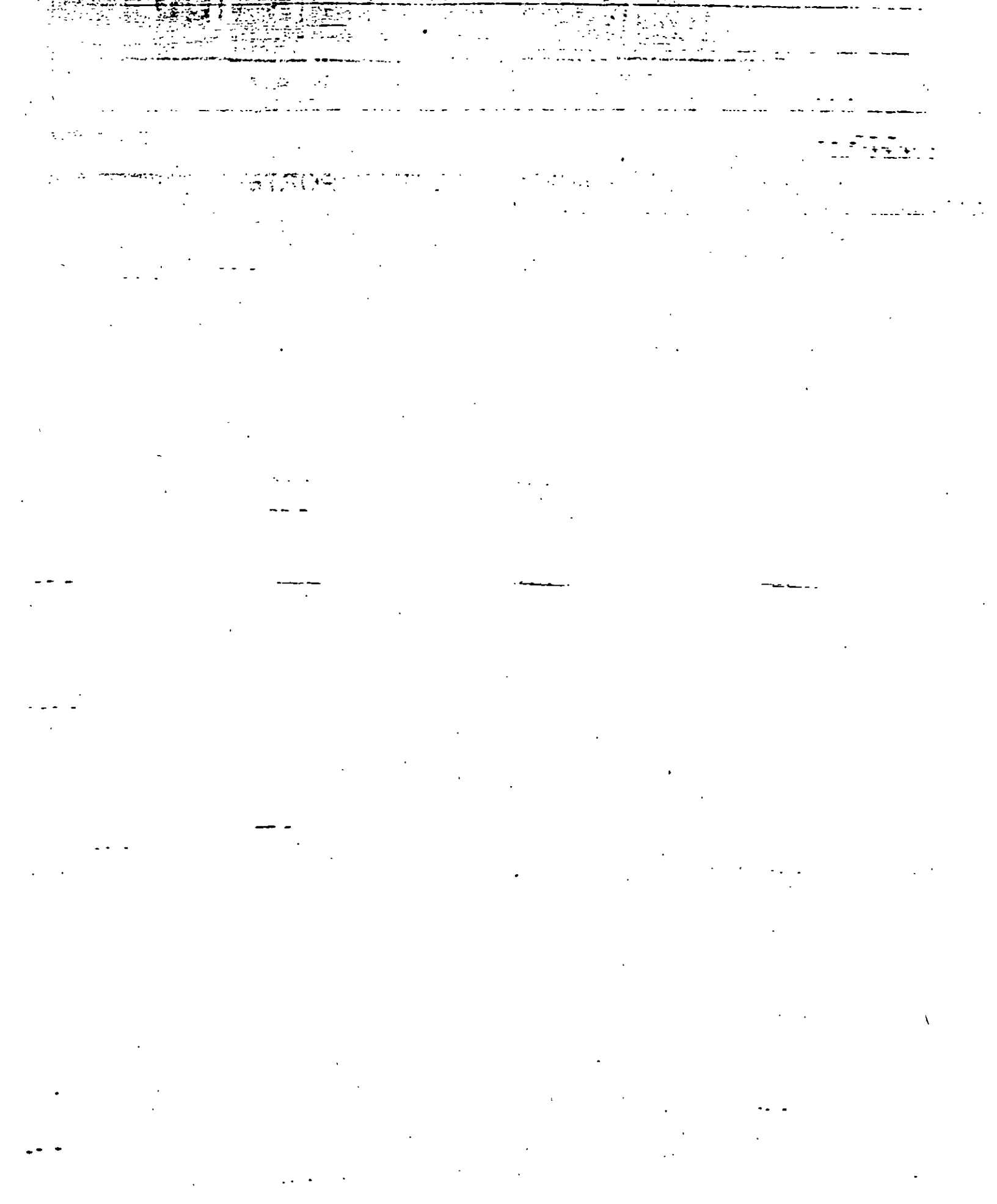
MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

**MEDIOS RESTRICTIVOS E INFORMACION PARA MEJORAR LA
CIRCULACION**

EXPOSITOR: ING. RITA BUSTAMANTE ALCANTARA

1997

74



**MEDIOS RESTRICTIVOS E INFORMATIVOS PARA MEJORAR LA
CIRCULACION**

TRABAJO DESARROLLADO POR LA ING. RITA BUSTAMANTE ALCANTARA

CONTENIDO

1.- DISPOSITIVOS PARA REGULAR EL TRANSITO GENERAL

- 1.1 ANTECEDENTES
- 1.2 GENERALIDADES
- 1.3 CLASIFICACION DE LOS DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO
- 1.4 DESCRIPCION GENERAL
- 1.5 DISEÑO
- 1.6 UBICACION

2.-SEÑALAMIENTO VERTICAL

- 2.1 SEÑALES PREVENTIVAS (SP)
- 2.2 SEÑALES RESTRICTIVAS (SR)
- 2.3 SEÑALES INFORMATIVAS (SI)
 - 2.3.1 SEÑALES INFORMATIVAS DE IDENTIFICACION (SII)
 - 2.3.2 SEÑALES INFORMATIVAS DE DESTINO (SID)
 - 2.3.3 SEÑALES INFORMATIVAS DE RECOMENDACION (SIR)
 - 2.3.4 SEÑALES DE INFORMACION GENERAL (SIG)
 - 2.3.5 SEÑALES INFORMATIVAS DE SERVICIO Y TURÍSTICAS (SIST)

3.- SEÑALAMIENTO HORIZONTAL

- 3.1 MARCAS
 - 3.1.1 CLASIFICACION
 - 3.1.2 DESCRIPCION Y UTILIDAD

4.- OTROS DISPOSITIVOS

- 4.1 OBRAS Y DISPOSITIVOS DIVERSOS (OD)
 - 4.1.1 CLASIFICACION
 - 4.1.2 DESCRIPCION Y UTILIDAD
- 4.2 DISPOSITIVOS PARA PROTECCION EN OBRAS (DP)
 - 4.2.1 CLASIFICACION

5.- SEMAFOROS

5.1 GENERALIDADES

5.2 CLASIFICACION

5.3 PARTES BASICAS DEL SEMAFORO

5.4 INFORMACION DE APOYO PARA LA JUSTIFICACION DE LA INSTALACION DE SEMAFOROS

5.5 CONCEPTOS BASICOS

5.6 SEMAFOROS DE TIEMPO FIJO

5.7 SEMAFOROS ACCIONADOS POR EL TRANSITO

6.- MEDIOS LEGALES PARA REGULAR EL TRANSITO GENERAL

6.1 ANTECEDENTES

6.2 EL REGLAMENTO DE TRANSITO EN NUESTRO PAIS

6.3 MEDIDAS PARA LOGRAR EL CUMPLIMIENTO DE LOS REGLAMENTOS DEL TRANSITO

6.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. DISPOSITIVOS PARA REGULAR EL TRANSITO GENERAL

1.1 ANTECEDENTES

"... SISTEMA MUNDIAL DE SEÑALIZACION. En 1949, ante la diversidad de las señales de tránsito que existían en las carreteras y ciudades de todo el mundo, la Organización de las Naciones Unidas convocó a una asamblea de los países miembros, asamblea que se llevó a cabo en Ginebra, Suiza. En dicha reunión se discutió una propuesta de unificación del sistema de señales, para que los conductores las identificaran fácilmente al viajar de un país a otro, esta propuesta estaba basada en símbolos de sencilla interpretación sin embargo, solo se logró un éxito parcial, pues además de enfrentarse los sistemas europeos y americano de señalización, había países en los que existía una combinación de ambos sistemas. Todo esto dio como resultado que no se aceptara un cambio total y repentino..."²

Desde esta fecha y hasta 1968 se estuvieron realizando estudios y proyectos para lograr la unificación del sistema de señales, finalmente un proyecto fue revisado y ratificado durante la convención sobre circulación vial, convocada por la ONU en 1968 en Viena Austria. En esta se conciliaron los dos sistemas predominantes, conservándose básicamente la simbología del sistema europeo y aceptándose, como alterna, la forma exterior de las señales del sistema americano.

México por su parte contaba con normas de señalización desde 1930, pero cuando nuestro país firmó el "Proyecto de Convención Sobre Señalización de Carreteras" en Viena, adquirió el compromiso internacional de aceptar este sistema de señales y marcas en el pavimento, por lo que hubo que empezar a trabajar sobre esta base para desarrollar la normatividad en materia de señalamiento.

Al mismo tiempo el resto de los países de América a través de los Congresos Panamericanos de Carreteras, aceptaron las recomendaciones de la ONU para la elaboración de un sistema mundial de señales a base de símbolos y aprobaron, en el "X CONGRESO PANAMERICANO DE CARRETERAS", celebrado en Montevideo Uruguay, en diciembre de 1967, el MANUAL INTERAMERICANO DE DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE TRANSITO EN CALLES Y CARRETERAS. En gran parte, este manual coincide con el de México de 1966, que también se había elaborado tomando en cuenta las sugerencias hechas por la ONU.

Cuando se agotó la edición de 1966, y considerando el Manual Interamericano y las propuestas de la convención de Viena, México revisó el manual y se elaboró la edición 1970 del "MANUAL DE DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE TRANSITO EN CALLES Y CARRETERAS". Actualmente circula la Quinta Edición del año 1988.

1.2 GENERALIDADES

Propósito del Señalamiento

El propósito de los dispositivos para el control del tránsito y la justificación de sus usos, es el ayudar a preservar la seguridad, procurar el ordenamiento de los movimientos predecibles de todo el tránsito a lo largo de cualquier tipo de vialidad, así como, proporcionar información y prevención a los usuarios para garantizar su seguridad y una operación fluida del tránsito.

Requisitos

Un dispositivo para el control del tránsito debe reunir cinco requisitos básicos para ser efectivo, estos son:

- 1.- Proporcionar seguridad
- 2.- Llamar la atención del usuario
- 3.- Transmitir un mensaje sencillo y claro
- 4.- Imponer respeto a los usuarios de la vía pública
- 5.- Estar ubicados de tal modo que permitan al usuario recibir el mensaje

Normas

Las normas se pueden agrupar dentro de cinco aspectos importantes, que se describen a continuación:

Proyecto.- en este se determina que los dispositivos para el control de tránsito, deben asegurar que sus características de tamaños, contrastes, colores, formas, composición e iluminación o efecto reflejante, donde se precise, se combinen para proporcionar un significado comprensible, además de llamar la atención del usuario.

Aplicación.- corresponde única y exclusivamente a la autoridad responsable de la administración de la vía, la instalación de estos dispositivos, misma que deberá de asegurarse de que dichos dispositivos son los que cumplen adecuadamente con los requisitos del tránsito en el punto donde se les requiera. Se deberá evitar que tanto el derecho de vía del camino, la señal, su soporte o el espacio frente a estas, sean utilizados como medios de publicidad. Ningún particular podrá colocar o disponer de señales u otros dispositivos, salvo el caso de autonzación oficial.

Ubicación.- el dispositivo deberá estar ubicado dentro de los límites del cono visual del usuario, para llamar su atención y captar su significado. Su localización, combinada con su legibilidad, debe ser tal, que el usuario tenga el tiempo suficiente para actuar adecuadamente.

Conservación.- existen dos enfoques de conservación para los dispositivos de control del tránsito, la física y la funcional. La primera busca asegurar la legibilidad y visibilidad, manteniéndolos limpios, legibles y montados apropiadamente. La segunda se refiere a la necesidad de revisar si estos se ajustan a las necesidades del tránsito y de no ser así realizar el retiro y cambio de los mismos, aun cuando físicamente no se requiera su reemplazo.

Uniformidad.- se refiere a tratar las situaciones similares en la misma forma. La uniformidad de los dispositivos para el control del tránsito simplifica la labor del usuario, debido a que ayuda a reconocerlos y a interpretarlos.

Debe tenerse cuidado de no caer en un uso excesivo de señales, un solo punto determinado, pues tienden a perder su efectividad y a confundir al usuario.

Es importante que todos aquellos que proyecten y/o instalen dispositivos para el control del tránsito, estén enterados de que nuestro país, se comprometió a cumplir un acuerdo internacional y que además, nos conviene uniformizar el uso de los dispositivos, para que los usuarios nacionales y extranjeros puedan viajar con seguridad y respeten las indicaciones.

También es necesario recalcar la importancia que tiene, el que la decisión de usar un determinado dispositivo en un punto en particular, este respaldado por un estudio de Ingeniería de tránsito, ya que esto garantizará aun más el éxito de un proyecto de este tipo.

1.3 CLASIFICACION DE LOS DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO

⇒ SEÑALES PREVENTIVAS (SP)

⇒ SEÑALES RESTRICATIVAS (SR)

⇒ SEÑALES INFORMATIVAS (SI)

- DE IDENTIFICACION (SII)
- DE DESTINO (SID) (BAJAS Y/O ELEVADAS)
- DE RECOMENDACION (SIR)
- DE INFORMACIÓN GENERAL (SIG)
- DE SERVICIOS Y TURISTICAS (SIST)

⇒ MARCAS (M)

⇒ OBRAS Y DISPOSITIVOS DIVERSOS (OD)

- CERCAS
- DÉFENSAS
- INDICADORES DE OBSTACULOS
- INDICADORES DE ALINEAMIENTO
- TACHUELAS, BOTONES, VIALETAS Y BOYAS
- REGLAS Y TUBOS GUIA PARA VADO
- BORDOS
- VIBRADORES
- GUARDAGANADOS
- INDICADORES DE CURVA PELIGROSA

⇒ DISPOSITIVOS PARA PROTECCION EN OBRAS (DP)

- SEÑALES (PREVENTIVAS, RESTRICATIVAS, INFORMATIVAS)
- CANALIZADORES (BARRERAS, CONOS, INDICADORES DE ALINEAMIENTO, MARCAS, DISPOSITIVOS LUMINOSOS, INDICADORES DE OBSTACULOS)
- SEÑALES MANUALES Y ACCESORIOS (BANDERAS, LAMPARAS, CHALECOS, ETC.)

⇒ SEMAFOROS (SEM)

- SEMAFOROS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO VEHICULAR
- SEMAFOROS PARA PASOS PEATONALES
- SEMAFOROS ESPECIALES

1.4 DESCRIPCION GENERAL

Señales Preventivas.- previenen a los usuarios sobre la existencia de algún peligro en el camino y la naturaleza de este.

Señales Restrictivas.- indican al usuario la existencia de las limitaciones físicas o prohibiciones reglamentarias que regulan al tránsito.

Señales Informativas.- guían al usuario a lo largo de su itinerario por las vías e informan sobre nombres y ubicación de poblaciones, lugares de interés, servicios, kilometrajes y ciertas recomendaciones que conviene observar y establece la clasificación para su uso.

Marcas.- comprenden las rayas y letras que se pintan en el pavimento, guarniciones y estructuras, dentro de o adyacentes a las vías de circulación, así como los objetos que se colocan sobre la superficie de rodamiento, con el fin de regular o canalizar el tránsito e indicar la presencia de obstáculos.

Obras y Dispositivos Diversos.- se refiere a lo relacionado con las obras que se construyen y/o dispositivos que se colocan dentro de una artena vial o sus inmediaciones para protección, encauzamiento y prevención a los conductores de vehículos y a los peatones.

Dispositivos para Protección en Obras.- incluye las señales y otros medios que se emplean con carácter transitorio o temporal para poder proteger a los conductores, peatones y trabajadores, además de guiar el tránsito a través de calles y carreteras en proceso de construcción o de conservación.

Semáforos.- se refiere a los dispositivos electromecánicos y electrónicos utilizados para el control del tránsito, principalmente en zonas urbanas.

1.5 DISEÑO

El diseño incluye forma, dimensiones, iluminación o reflexión, color, materiales, contenido (símbolos y letras).

"EL MANUAL DE DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO EN CALLES Y CARRETERAS"¹ ofrece, modelos tipo de muchas señales aprobadas, además de tablas para las dimensiones de los tableros de las señales y del tamaño de las letras y símbolos. Estos últimos aparecen siempre orientados hacia la izquierda, pero no necesariamente debe ser así, pueden orientarse a la derecha si fuere necesario. Esta es la única modificación permitida y queda terminantemente prohibido modificar las proporciones de los símbolos, hacer cambios en los filetes de las orillas, además de que todos los colores y formas deberán ser respetados. Los nuevos símbolos que se propongan, deberán ponerse en experimentación de campo con métodos de Ingeniería de Tránsito durante tres años cuando menos, antes de implementarlos definitivamente.

Para aquellas señales que contemplen algún mensaje, se recomienda que este sea breve y el tamaño de las letras suficiente para permitir su lectura a distancia.

Formas

Las formas tipo para las señales son las siguientes:

a) Cuadradas, colocadas con una diagonal en sentido vertical, para las señales preventivas y con los lados paralelos a la guarnición, para las señales restrictivas y las señales informativas de servicio y turísticas.

Todas estas señales pueden formar un conjunto adicionándoles una placa rectangular, con la dimensión mayor horizontal, en la que se podrán colocar números o leyendas (tablero adicional).

b) Rectangulares, con la dimensión mayor horizontal, servirán para las señales informativas, excepto los indicadores de ruta, postes de kilometraje e indicadores de obstáculos que tienen su mayor dimensión vertical.

Como excepción, la forma rectangular de proporción 3 por 4, colocada con el lado mayor en sentido vertical, se usará para la placa de indicador de alineamiento de curva peligrosa.

c) Las octagonales se reservan exclusivamente para la señal de ALTO.

d) Las triangulares de lados iguales, colocadas con un vértice hacia abajo, serán para la señal de CEDA EL PASO.

Dimensiones

Generalmente están en función al tipo de infraestructura vial en la que se colocarán, el manual proporciona tablas que recomiendan los tamaños más adecuados. La observación más importante aquí, es que entre mejores sean las condiciones de la vía, digamos en cuanto a velocidad o el ancho de la calzada, la dimensión de los tableros es mayor.

Iluminación y Reflexión (materiales)

Las señales pueden estar elaboradas en acabados mate o reflejante. En acabado mate (también conocido como esmalte) no existe brillantez de la señal y se recomienda para aquellos caminos de poca importancia, es decir, poco transitados, estas tienen la ventaja de ser muy económicas en comparación con cualquier otra señal del mismo tipo que se fabrique en acabado reflejante, sin embargo la utilización de una señal terminada totalmente en acabado esmalte, hoy en día esta tendiendo a desaparecer, sobre todo porque para el manejo nocturno no son muy efectivas, en su lugar es más común ver combinaciones de fondos en esmalte con letras o símbolos reflejantes o viceversa.

El aspecto de reflexión esta en función de los materiales con los que se elabora la señal, algunos fabricantes ofrecen una gama de opciones en cuanto al material utilizado para lograr una reflejancia de diferente calidad en la señal, obviamente esto repercutirá en el costo.

Los materiales generalmente empleados para lograr la reflejancia son:

La microesfera.- vidrio en forma de esfera del tamaño de un grano de azúcar si se aplica, por ejemplo, a una marca en el pavimento y del tamaño de un grano de sal si se aplica en la pintura fresca de un tablero de una señal.

Pintura reflejante (Codit).- esta es más utilizada en los indicadores de alineamiento o fantasmas.

Papel Reflejante Scotchlite.- el cual se pega o adhiere como se hace con una calcomanía, con este material se obtiene la mayor reflejancia, en comparación con los anteriores, pero aun dentro de este encontramos diferentes calidades de reflejancia por ejemplo:

Material Reflejante Grado Ingeniería

Material Reflejante Alta Intensidad

Material Reflejante Grado Diamante

La opción de iluminación es más común de grandes señales de destino, a menudo denominadas monumentales por sus dimensiones, generalmente sostenidas en soportes tipo puente y localizadas en zonas urbanas, pero este sistema resulta ser costoso por lo que no siempre se le considera una buena opción.

Colores

Los colores que deberán usarse en el señalamiento son:

Amarillo.- se usará para el fondo de las señales preventivas y en ciertos tipos de marcas.

Rojo.- se usará para el fondo de la señal de alto y en el perímetro de la señal de ceda el paso, para el símbolo de la señal informativa de servicio de primeros auxilios, y en el círculo y la faja transversal de las señales restrictivas.

Verde.-se utilizará en el fondo de las señales informativas de destino.

Azul.- se usará para el fondo de las señales informativas de servicios y turísticas.

Anaranjado.- se empleará para el fondo de las señales preventivas que se instalen para protección de obras y en todos los otros dispositivos utilizados para la misma actividad, como conos, barnes, barreras, indicadores de peligro, etc.

Blanco.- se usará como fondo de las señales restrictivas, informativas de: identificación, recomendación, información general. También se usará en símbolos, letras y filetes de las señales informativas de destino y de las de servicio y turísticas, en la señal de ALTO y en flechas de sentido de circulación así como en algunas marcas.

Negro.- se usará para los símbolos, filetes y leyendas de señales preventivas y restrictivas. Otros usos se relacionan con el fondo de las flechas de sentido y números de rutas, filetes y símbolos de las señales informativas de identificación, las de recomendación e información general.

El Manual¹ proporciona patrones de cada color, para una mejor referencia.

Materiales

En el punto sobre iluminación y reflejancia quedo establecido el tipo de materiales usados en los acabados de las señales, por lo que solo se comenta en este punto de que pueden fabricarse los tableros, postes y herrajes.

Generalmente serán de lámina negra, lámina galvanizada, lámina de aluminio, y en zonas en donde existe problema de corrosión se recomiendan en materiales plásticos, sobre todo para los tableros. En algunos lugares de Estados Unidos de América donde existe este problema se utilizan señales con tableros elaborados en madera, sin embargo para las condiciones mexicanas esto resulta muy costoso, además de ser más sensibles a los ataques de vandalismo.

Postes y Reverso de los Tableros

Todas las señales llevarán el poste y el reverso pintado en color gris acabado mate, no importando el color característico que presente el frente de la señal, en algunas ocasiones esto se omite cuando el material del soporte y el tablero no sufren daño con intemperismo y el color natural de estos no es llamativo, por ejemplo la lámina galvanizada o de aluminio, sin embargo algunos fabricantes consideran necesario aun en estos casos proteger la estructura de la señales con una capa de pintura del color mencionado.

1.6 UBICACION

Localización

Normalmente las señales se localizarán en el lado derecho de la vía, sin embargo existen casos en los que esto no se cumplirá estrictamente, por ejemplo:

- Vialidades muy amplias, de varios carriles en donde se desee ejercer un cierto control o dirección en el uso de los carriles o en donde no exista espacio en lado derecho de la vía, en estos casos se podrán utilizar señales a cierta altura, sobre los carriles de circulación (estructura tipo puente).
- Las señales también podrán localizarse en isletas canalizadoras cuando se justifique tal posición o en el caso de curvas pronunciadas hacia la derecha, se podrán colocar del lado izquierdo del camino, generalmente frente a los vehículos que se aproximan.
- Una señal adicional del lado izquierdo en vías de varios carriles es útil sobre todo cuando el tránsito obstruye la visibilidad del lado derecho.

Las señales deberán colocarse de tal forma, que no obstruyan su visibilidad unas a otras o que estén ocultas por otros objetos del camino. Deben estar espaciadas como para que las decisiones sean tomadas con seguridad.

La instalación de señales elevadas sobre los carriles se justifica entre otros casos cuando:

- 1.- Cuando el volumen del tránsito esta a su capacidad máxima o muy cerca de ella
- 2.- En proyectos de pasos a desnivel complejos
- 3.- Si hay tres o más carriles en cada dirección
- 4.- Si las distancias de visibilidad son restringidas
- 5.- En salidas con rampas multicarril
- 6.- Cuando el espaciamiento entre pasos a desnivel es corto
- 7.- Si circula un elevado porcentaje de camiones
- 8.- Por causa del alumbrado público en el área
- 9.- Si se circula a altas velocidades.
- 10.- Si el espacio es insuficiente para instalar señales fuera de acotamientos laterales
- 11.- En entronques de autopistas con ejes viales o vías radiales importantes
- 12.- En las rampas de salida de vías rápidas hacia la izquierda

Distancia Lateral Libre

La importancia de esta distancia radica en la seguridad que se proporciona al usuario que pudiera salirse del camino y golpearse en los soportes de estas. También asegurar que queden dentro del cono visual del conductor.

Normalmente, las señales se colocarán en todos los casos, de modo que su orilla interior quede a una distancia no menor de 50 cm de la proyección vertical del hombro del camino.

Cuando la carretera este en corte, el poste deberá colocarse en el talud a nivel del hombro aproximadamente, pero sin obstruir el área hidráulica de la cuneta, si no se pudiera lograr esto, se deberá buscar otro tipo de soporte como son: poste excéntrico, o dos postes simétricos (Fig. 1.A)

Para zonas urbanas, la distancia entre la orilla interior del tablero y la orilla de la banquetta deberá ser de 30 cm.

Altura

Para las señales instaladas a un lado del camino las cotas son:

- En zonas rurales se instalarán cuando menos a 1.5 m medidos de la parte inferior del tablero hasta el nivel del hombro del camino.
- En zonas urbanas, la altura debe ser por lo menos de 2.00 m. medidos de la parte inferior del tablero hasta el nivel de la banquetta.

Cuando estas lleven tablero adicional se deberá vigilar que se conserven las mismas medidas, tomando ahora como referencia la parte inferior del tablero adicional (Fig. 1.A y 1.B).

Para las señales elevadas o de estructura tipo puente se recomienda tener una altura libre no menor de 5.00 m, aunque en este caso es importante checar, si no existen problemas por causa de camiones que lleven exceso de dimensiones.

Angulo de Colocación

El tablero de las señales deberá quedar siempre en una posición vertical, a 90° con respecto al eje del camino.

NOTA: Los valores establecidos para la distancia lateral libre, la altura y el ángulo de colocación, son válidos para la mayoría de los dispositivos verticales pero existen casos muy específicos donde estas medidas vanarán. El Manual ¹ es una buena referencia para consultar estos cambios.

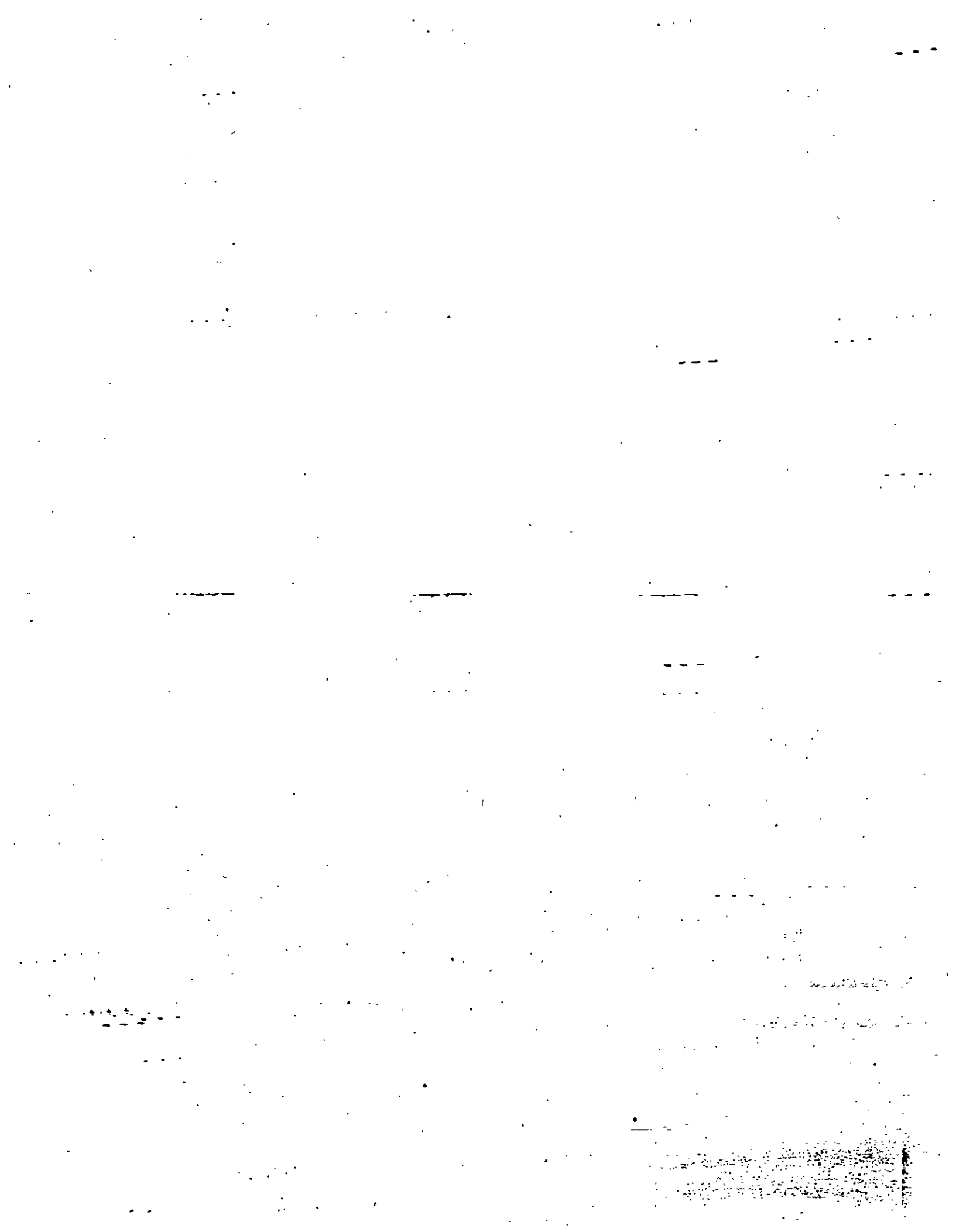
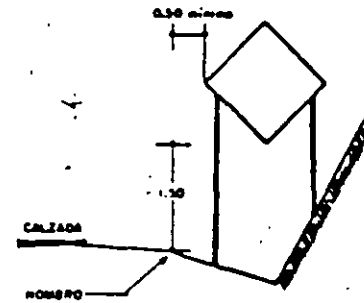
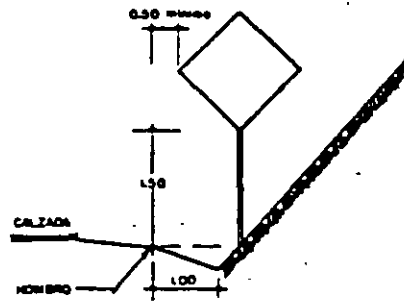
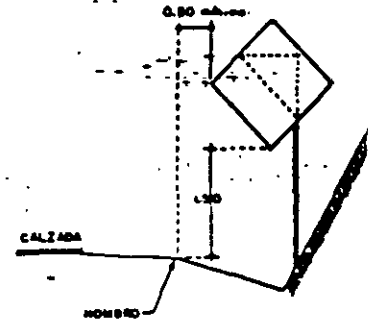
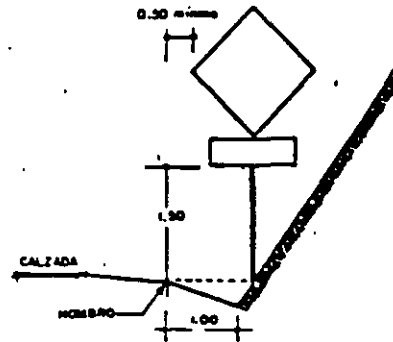


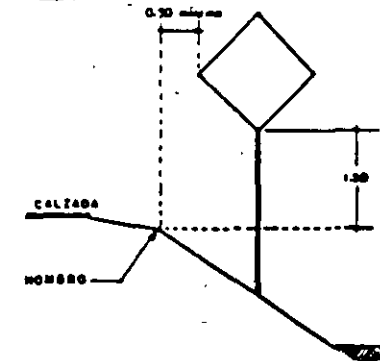
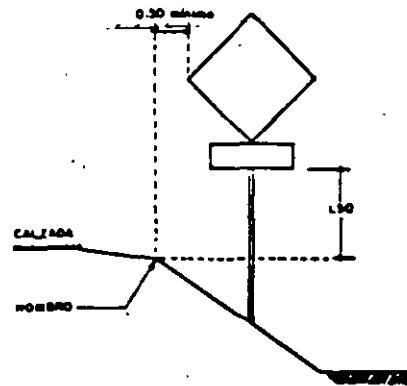
FIG. 1. A

DISTANCIA LATERAL Y ALTURA DE LAS SEÑALES PREVENTIVAS

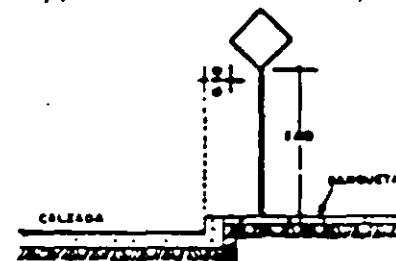
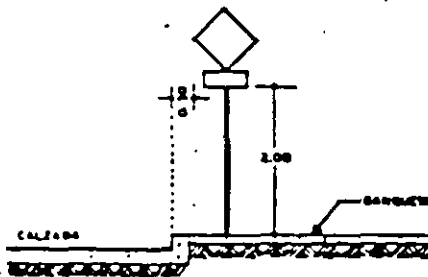
EN CORTE



EN TERRAPLEN



EN ZONA URBANA

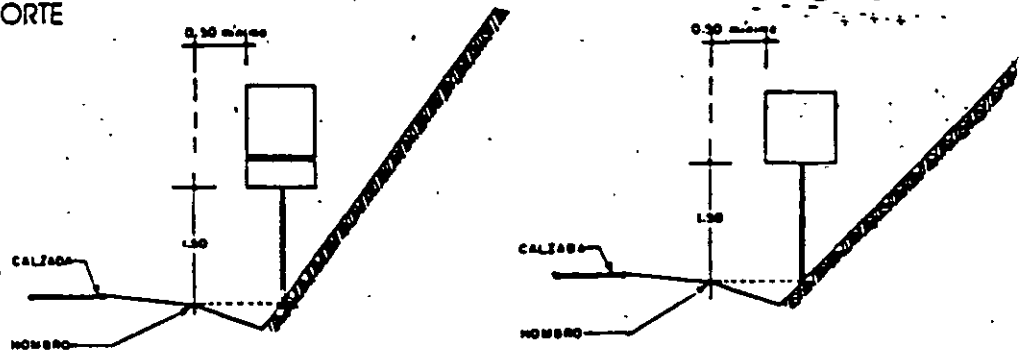


ACOTACIONES EN METROS

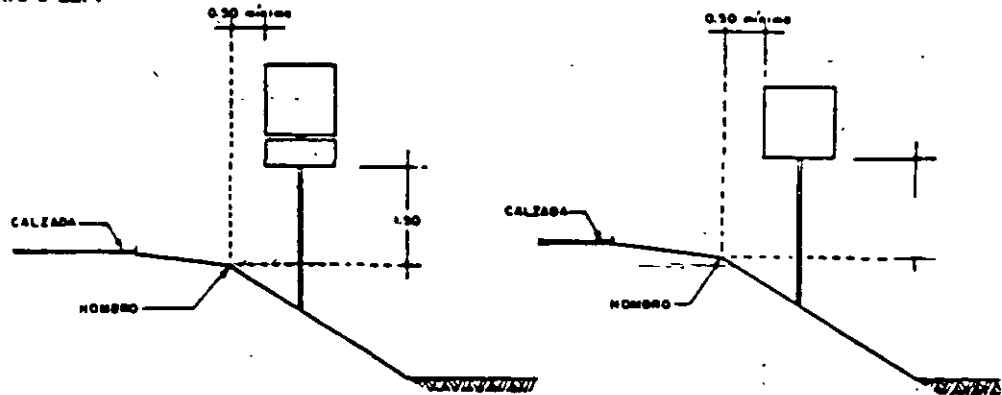
FIG. 1. B

DISTANCIA LATERAL Y ALTURA DE LAS SEÑALES RESTRICTIVAS

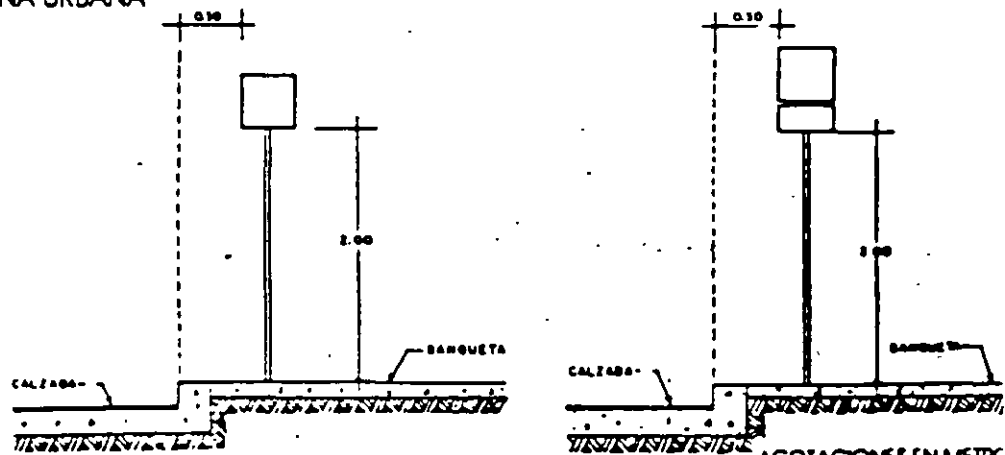
EN CORTE



EN TERRAPLEN



EN ZONA URBANA



ACOTACIONES EN METROS

2. SEÑALIZACION VERTICAL

2.1 SEÑALES PREVENTIVAS (SP)

El uso de estas señales debe ser mínimo, ya que puede suceder que al tratar de prevenir condiciones que son obvias, los usuarios pierdan el interés o el respeto a las señales.

Estas señales son aplicables tanto para caminos o vialidades de altas especificaciones como a los de bajas especificaciones (Fig. 2.A).

Las situaciones en las que se justifica la utilización de este tipo de señales son:

- a) Cambios en el alineamiento horizontal
- b) Intersecciones de caminos o calles
- c) Aviso anticipado de otros dispositivos de control
- d) Reducción o aumento del número de carriles o de la sección transversal de un camino
- e) Pendientes peligrosas
- f) Pasos a nivel con vías férreas
- g) Condiciones de superficie
- h) Paso de peatones
- i) Cruce probable de ganado
- j) Cualquier otra circunstancia que puede representar un peligro en el camino (zona de derrumbes, grava suelta, etc.).

Diseño

Forma

Cuadrada colocándose con una diagonal en sentido vertical.

Dimensiones

El tamaño del tablero o charola, esta en función al tipo de camino (Tabla 2.A y 2.B). Los símbolos vanarán proporcionalmente al tamaño del mismo. Estas señales podrán contar con tablero adicional de forma rectangular y sus dimensiones están en función al tamaño de la señal que acompañan.

Color

Los colores serán en acabado mate o reflejante, dependiendo de la importancia y otras condiciones que se evalúen a través de estudios de tránsito.

El color apropiado será el amarillo (aprobado en manual respectivo¹) para el fondo y negro para símbolos, caracteres y filete. Si lleva tablero adicional este se condiciona a las mismas características.

En caminos de altas especificaciones y donde las condiciones nocturnas requieran mayor seguridad, el fondo deberá ser siempre reflejante.

El poste y reverso cuando requieran pintura será en color gris mate.

Ubicación

Longitudinal

La distancia previa que existirá entre el riesgo y la señal será determinada por:

- La velocidad
- Las condiciones ambientales predominantes

Estos factores condicionan el tiempo disponible para que el conductor comprenda y reaccione al mensaje.

La siguiente tabla muestra la distancia para la ubicación longitudinal que deberá considerarse en función a la velocidad.

Tabla.- Distancia al nesgo

velocidad en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
distancia en m	30	40	55	75	95	115	135	155	175

- En carreteras se utilizará la velocidad de proyecto
- Si lo anterior se desconoce, utilizar la velocidad de marcha
- En zonas urbanas se utilizará la velocidad establecida por las autoridades

Cuando se coloque una señal de otro tipo entre la preventiva y el riesgo, aquella deberá colocarse a la distancia en que iba la preventiva y esta al doble.

Si son dos señales de otro tipo las que se van a colocar entre la preventiva y el riesgo, la primera de aquellas se colocará a la distancia de la preventiva, la segunda al doble de esta distancia y la preventiva al triple y así sucesivamente.

Lateral

Las señales se fijarán en uno o dos postes colocados a un lado del camino de la vía o sobre la banqueta (ver figura anexa).

- Si la carretera esta en corte cuidar el no obstruir el área hidráulica.
- Si lo anterior se presenta usar un poste excéntrico o dos simétricos.

Específicamente

En carretera.- no menos de 50 cm entre la orilla interior del tablero y la proyección vertical del hombro del camino.

En zona urbana.- 30 cm entre la orilla de la banqueta y la orilla interior del tablero

Altura

En carretera .- 1.50 m entre la parte inferior del tablero y el hombro del camino.

En zona urbana.- 2.00 m entre la parte inferior del tablero y el nivel de la banqueta.

Angulo de colocación

Posición vertical a 90° con respecto al eje del camino.

Comentarios Especificos sobre Algunas Señales de este Grupo

- ⇒ El uso de las señales SP-6 y SP-7 se determinarán sobre la base establecida en la Fig.2.B.
- ⇒ Las señales SP-8 y SP-9 se usan: la primera cuando el producto del grado de curvatura por la reflexión de cada una de ellas sea menor de 900, en caso contrario se usa la SP-9.

Ambas se usarán cuando existan dos curvas consecutivas de dirección contraria, separadas por una tangente de longitud menor al doble de la distancia indicada en la tabla "distancia al nesgo".
- ⇒ La señal SP-10 se usa para indicar tres o más curvas inversas consecutivas.
- ⇒ En las señales SP-11, SP-12, SP-13, SP-14, SP-15, el camino principal se indicará con línea ancha y el secundario con una línea 50 % más angosta
- ⇒ En caso de que los caminos sean de la misma importancia (señales SP-11 y SP-15) el ancho será el mismo

SEÑALES PREVENTIVAS

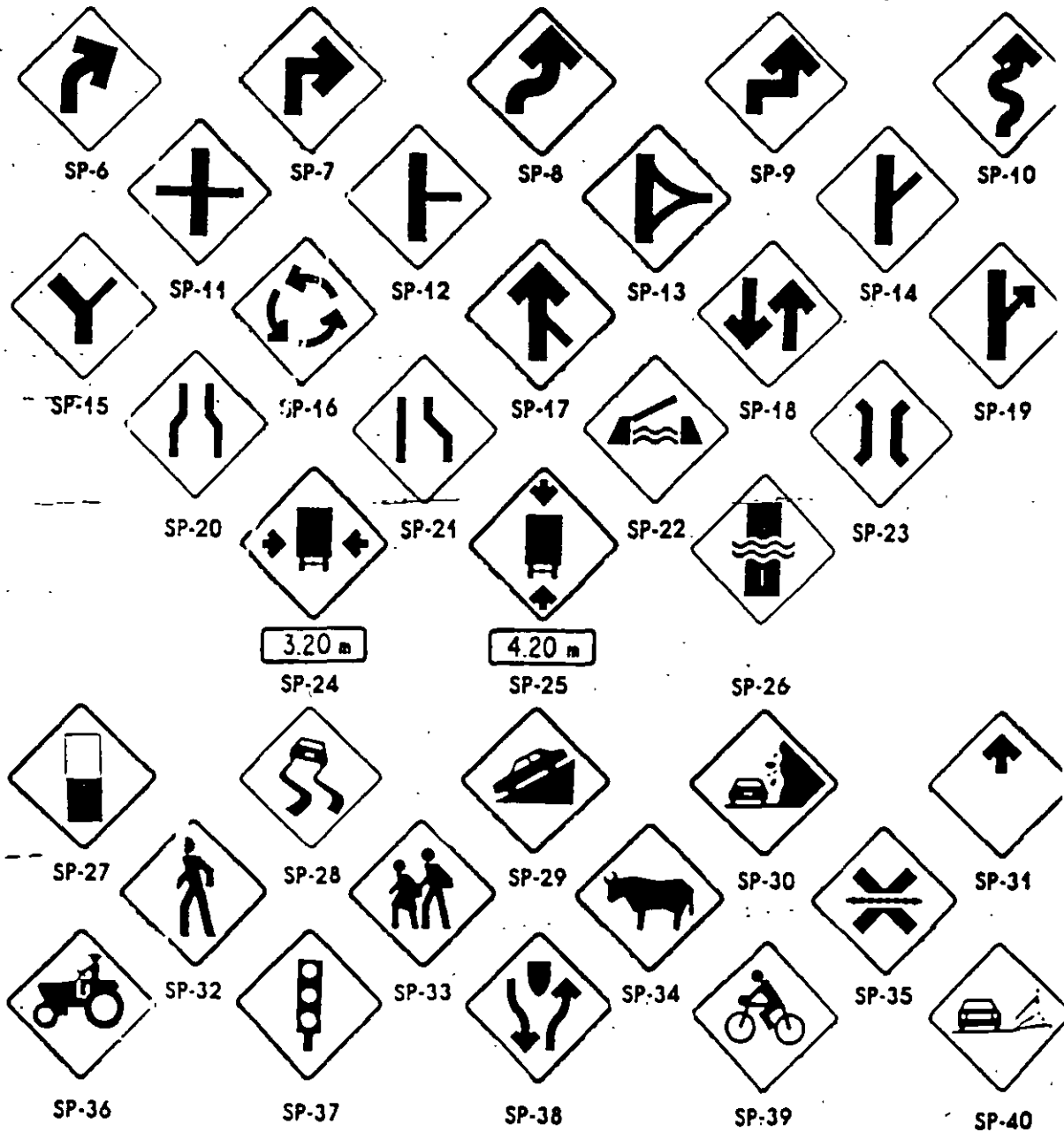


TABLA 2. A**DIMENSIONES DEL TABLERO DE LAS SEÑALES PREVENTIVAS**

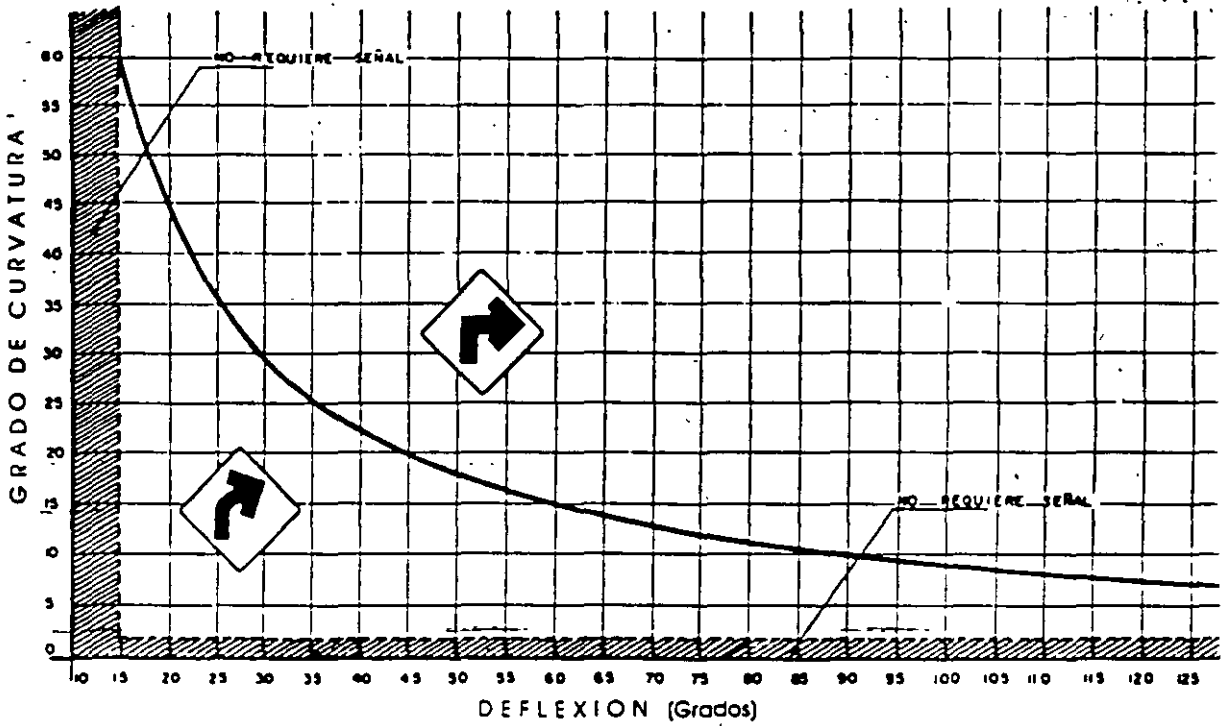
Señal*	U s o
Dimensiones cm	
61 x 61 (sin ceja)	En carreteras con ancho de corona menor de 6.00 m y calles urbanas.
71 x 71 (con ceja)	En carreteras con ancho de corona comprendido entre 6.00 y 9.00 m y avenidas principales urbanas.
86 x 86 (con ceja)	En carreteras con ancho de corona entre 9.00 y 12.00 m, vías rápidas urbanas y carreteras de cuatro carriles donde se puedan ubicar para el mismo sentido en ambos lados.
117 x 117 (con ceja)	En carreteras con cuatro carriles o más, con o sin separador central.

* Los símbolos de las señales cuyas dimensiones en centímetros se muestran en los dibujos, variarán en proporción al tamaño de las señales que se indican.

TABLA 2. B**DIMENSIONES DEL TABLERO ADICIONAL DE LAS SEÑALES PREVENTIVAS**

Dimensiones de la señal cm	Dimensiones del tablero cm		Altura de las letras mayúsculas cm	
	1 renglón	2 renglones	1 renglón	2 renglones
61 x 61 (sin ceja)	25 x 85	40 x 85	10	10
71 x 71 (con ceja)	30 x 100	50 x 100	12.5	12.5
86 x 86 (con ceja)	35 x 122	61 x 122	15	15
117 x 117 (con ceja)	35 x 152	61 x 152	15	15

FIG. 2. B USO DE LAS SEÑALES PREVENTIVAS TIPO SP-6 (curva) Y SP-7 (codo)



2.2 SEÑALES RESTRICTIVAS (SR)

Las señales restrictivas indican, la presencia de limitaciones o prohibiciones reglamentarias dirigidas a la operación del tránsito sobre una vía, siendo la ubicación de estas restricciones el punto clave para su colocación. En general se representan a base de símbolos, con excepciones tales como alto y ceda el paso que llevan letras, aunque también las señales con símbolos podrán acompañarse de un mensaje si se agrega a estas un tablero adicional que contenga dicho mensaje (Fig. 2.C).

A estas señales suele clasificárseles en 7 series estas son:

1.-Serie de derecho de paso:

- a) alto
- b) ceda el paso

2.-Serie de velocidad

- a) máxima

3.-Serie de inspección

- a) aduanal
- b) sanitaria
- c) báscula
- d) policía
- e) militar
- f) forestal
- g) ganadera

4.-Serie de movimientos

- a) circulación
- b) solo izquierda o derecha
- c) conserve su derecha
- d) vuelta continua

5.-Serie de mandatos

- a) peso máximo
- b) no rebase
- c) parada suprimida
- d) prohibido retorno
- e) prohibido seguir de frente
- f) prohibido el paso de vehículos tirados por animales
- g) prohibido el paso de maquinaria agrícola
- h) prohibido el paso de bicicletas
- i) prohibido el paso de vehículos pesados
- j) prohibido el uso de señales acústicas
- k) prohibido vuelta izquierda
- l) prohibido vuelta derecha

6.-Serie de estacionamiento

- a) prohibido estacionarse
- b) prohibido estacionarse a ciertas horas
- c) estacionamiento permitido una hora
- d) principia prohibición de estacionamiento
- e) termina prohibición de estacionamiento

7.-Serie para peatones

- a) prohibido el paso de peatones
- b) use el paso de peatones
- c) peatones a su izquierda

Diseño

Forma

Cuadrada con esquinas redondeadas con excepción de las señales de "CEDA EL PASO" y "ALTO" las cuales serán triangular para el primer caso y octagonal para el segundo caso.

Dimensiones

El tamaño del tablero o charola, esta en función al tipo de camino (Tabla 2.C). Los símbolos variarán proporcionalmente al tamaño del mismo. Estas señales podrán contar con tablero adicional de forma rectangular y sus dimensiones van de acuerdo al tamaño de la señal que acompañan.

Color

Los colores serán en acabado mate o reflejante, dependiendo de la importancia del camino y otras condiciones que se evalúen a través de estudios de tránsito.

El color de fondo en estas señales es blanco mate o reflejante según se establezca. El anillo y la franja diametral serán en rojo.

Los símbolos, letras y filetes irán en color negro excepto en señal de "CEDA EL PASO" y "ALTO". Para estos casos las especificaciones son:

CEDA EL PASO.-fondo blanco, franja perimetral roja y leyenda en negro

ALTO.- fondo rojo con letras y filete en blanco, ambas se recomiendan en acabado reflejante.

El color de los tableros adicionales es fondo blanco, con letras y filete en negro. El poste y reverso cuando requieran pintura, serán en color gris mate.

Ubicación

Longitudinal

Estas señales se instalarán en el punto donde exista la restricción o prohibición

Lateral

Las señales se fijarán en uno o dos postes colocados a un lado del camino de la vía o sobre la banqueta (ver figura anexa).

- Si el camino esta en corte cuidar el no obstruir el área hidráulica.
- Si lo anterior se presenta usar un poste excéntrico o dos simétricos.

Específicamente:

En carretera.- no menos de 50 cm entre la orilla interna del tablero y la proyección vertical del hombro del camino.

En zona urbana.- 30 cm entre la orilla de la banqueta y la orilla interna del tablero

Altura

En carretera .- 1.50 m entre la parte inferior del tablero y el hombro del camino.

En zona urbana.- 2.00 m entre la parte inferior del tablero y el nivel de la banqueta.

Angulo de colocación

Posición vertical a 90° con respecto al eje del camino.

Comentarios Específicos sobre Algunas Señales de este Grupo

⇒ La señal SR-6 (ALTO), se justificará mediante estudios de las condiciones del tránsito en el punto donde se prevé su instalación. Sin embargo, es común que su colocación se de en:

- 1.- cruce de dos carreteras principales
- 2.- entronques de caminos principal con secundario
- 3.- cruces de ferrocarril con carretera a nivel
- 4.- intersecciones urbanas donde se desee evitar accidentes, jerarquizar la importancia de alguna de las que cruzan, o donde no se justifique la instalación de un semáforo.

La señal de alto deberá colocarse siempre sobre la vía de menor importancia, aunque existen la excepción de casos donde se opera con alto para todos los flujos (algunas intersecciones en zona urbana).

⇒ La señal SR-7 (CEDA EL PASO) no es sustituto de la SR-6 (ALTO) ya que aquí el usuario de un camino secundario puede detenerse en el peor de los casos pero generalmente tiene la oportunidad de solo bajar la velocidad al incorporarse al camino principal si las condiciones del tránsito así se lo permiten.

⇒ SR-8 (inspección) deberá informar a través de un tablero adicional el tipo de que se trate por ejemplo:
aduana, báscula, fiscal, forestal, etc.

⇒ SR-9 (velocidad) indica límite máximo y se expresará en múltiplos de 10 excepto 95 km/hr que se orienta a los autobuses.

Los límites de velocidad en tramos carreteros será la de proyecto correspondiente. En zonas urbanas y suburbanas este límite, se determina de acuerdo a los reglamentos de tránsito locales.

Algunos casos donde se recomienda ubicarla son:

- 1.- antes de curvas peligrosas
- 2.- al empezar tramos sinuosos
- 3.- cuando exista reducción en la sección transversal
- 4.- puentes angostos
- 5.- desviaciones
- 6.- enlaces (complementar con tablero salida)
- 7.- al inicio de tramos donde baja la velocidad.
- 8.- en zonas con volúmenes considerables de peatones

⇒ SR-11 y SR-11A, indican la obligación de circular en el sentido mostrado.

- ⇒ SR-13 es aplicable a conductores de camiones y se utiliza en caminos de dos carriles por sentido.
- ⇒ SR-14 se utiliza cuando exista un cambio de un solo sentido a dos sentidos de circulación, se complementa con un SP-18.
- ⇒ En las señales SR-15 y SR-16 la dimensión se indica en metros con aproximación al decímetro inferior.
- ⇒ En la señal SR-17 el peso permitido se indicará con aproximación a media tonelada y se deberá especificar mediante tablero adicional si se refiere al peso máximo del vehículo, al peso máximo por eje. Se acompañará con una señal igual anticipada, indicando en su tablero adicional la distancia al punto de restricción.
- ⇒ La señal SR-20 "NO PARAR", se utilizará en los lugares donde no se permita el estacionamiento ni la detención momentánea de vehículos y deberá acompañarse con un tablero adicional con la leyenda "NO PARAR".

TABLA 2. C DIMENSIONES DEL TABLERO DE LAS SEÑALES RESTRICTIVAS

Señal*	U s o
Dimensiones cm	
61 x 61 (sin ceja)	En carreteras con ancho de corona menor de 6.00 m y calles urbanas.
71 x 71 (con ceja)	En carreteras con ancho de corona comprendido entre 6.00 y 9.00 m y avenidas principales urbanas.
86 x 86 (con ceja)	En carreteras con ancho de corona entre 9.00 y 12.00 m, vías rápidas urbanas y carreteras de cuatro carriles donde se puedan ubicar para el mismo sentido en ambos lados.
117 x 117 (con ceja)	En carreteras con cuatro carriles o más, con o sin separador central.
Alto - 25 por lado (sin ceja)	En carreteras con ancho de corona hasta 9.00 m y en calles urbanas.
Alto 30 por lado (con ceja)	En carreteras con ancho de corona mayor de 9.00 m y avenidas principales urbanas.
Ceda el paso 70 x 70 x 70 (sin ceja)	En carreteras con ancho de corona hasta 9.00 m y en calles urbanas.
Ceda el paso 85 x 85 x 85 (con ceja)	En carreteras con ancho de corona mayor de 9.00 m y avenidas principales urbanas.

*Los símbolos de las señales cuyas dimensiones en centímetros se muestran en los dibujos, variarán en proporción al tamaño de las señales que se indican.

SEÑALES RESTRICTIVAS



SR-6



SR-7



SR-8



SR-9



SR-4



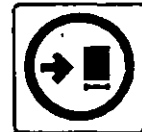
SR-11



SR-11A



SR-12



SR-13



SR-14



SR-15



SR-16



SR-17



SR-18



SR-19



SR-20



SR-21



SR-22



SR-23



SR-24



SR-25



SR-26



SR-27



SR-28



SR-29



SR-30



SR-31



SR-32



SR-33



4.20

2.3 SEÑALES INFORMATIVAS (SI)

En general estas señales contienen leyendas y símbolos y sus objetivos principales son guiar, informar y recomendar.

Estas señales se clasifican en cinco grupos que son:

- SII.- Señales Informativas de Identificación (Fig. 2.D)
- SID.- Señales Informativas de Destino (Fig. 2. E)
- SIR.- Señales Informativas de Recomendación (Fig. 2.F)
- SIG.- Señales de Información General (Fig. 2.F)
- SIST.- Señales Informativas de Servicios y Turística (Fig. 2.G)

Descripción de cada grupo

2.3.1 SEÑALES INFORMATIVAS DE IDENTIFICACION (SII)

Objetivo.- Identificar calles por su Nomenclatura y carreteras por su Número de Ruta y/o Kilometraje.

Dentro de este grupo están las siguientes señales:

- Nomenclatura
- Escudo de Carretera Federal
- Escudo de Carretera de Cuota
- Escudo de Carretera Estatal
- Escudo de Camino Rural
- Flecha de frente
- Flecha horizontal de vuelta derecha o izquierda
- Flecha diagonal de vuelta derecha o izquierda
- Kilometraje de ruta
- Kilometraje sin ruta

Diseño

Forma

En señales de nomenclatura.- el tablero es rectangular con esquinas redondeadas, colocado horizontalmente sobre su mayor dimensión. El filete se omite cuando se considere información adicional (Colonia, C.P., Delegación, etc.).

En señales de ruta.- la forma será de escudo, esta forma variará dependiendo de si se trata de un camino federal, estatal o rural.

El escudo puede ir pintado sobre un tablero rectangular, acompañar en su conjunto a una señal de destino o instalarse solo recortado en su silueta, dejando un margen de 1 cm después del filete.

En este último caso podrán complementarse con flechas en tableros rectangulares que indican la trayectoria de la ruta carretera en pasos por poblados, estas se colocarán en la parte inferior del escudo formando un solo conjunto en un mismo soporte.

En las señales de kilometraje el tablero será rectangular con esquinas redondas, colocado verticalmente sobre su mayor dimensión.

Dimensiones

En señales de nomenclatura la placa será plana y medirá 20 x 91 cm con altura de letra de 10 cm.

En señales de ruta las dimensiones se establecen en tablas contenidas el Manual de Dispositivos¹, incisos SII-7,8,9,10 y tabla 3.A del capítulo referente a señales informativas.

Para flechas complementarias, los tableros adicionales que las contienen serán de 45 x 36 cm. y su diseño se adecuará a los modelos establecidos en los puntos SII-11,12,13 del manual ya mencionado.

En señales de kilometraje :

1 - Con escudo el tablero medirá 30 x 120 cm con altura de números de 15 cm ; utilizando serie 1 y altura de letra de 10 cm para la abreviatura km, además contendrá un escudo de 30 x 40 cm

2.-Sin escudo medirá 30 x 76 cm y con las mismas condiciones anteriores excepto la de escudo.

Color

Fondo blanco reflejante, letras, números, flechas y filete en negro. En especial para la señal de kilometraje con escudo el contorno alrededor de este será negro.

Poste y reverso cuando requieran pintura será en color gris mate.

Ubicación

Longitudinal

Señales de nomenclatura.- se fijarán en postes colocados en los puntos más visibles de las esquinas de las calles, buscando que el soporte usado permita la legibilidad de las dos caras de su tablero.

Señales de ruta.- generalmente se localizarán en zonas urbanas a inventarios deseables de 200 m. y siempre en lugares donde la ruta cambie de dirección o se intersecten dos rutas diferentes.

Señales de kilometraje.- en carreteras de dos carriles:

- 1) Con escudo.- colocadas cada 5 km en forma alternada ubicando nones a la derecha y pares a la izquierda en el sentido del cadenamiento.
- 2) Sin escudo.- a cada kilometro alternados, ubicando nones al lado derecho y pares al izquierdo en el sentido del cadenamiento.

En carreteras de cuatro o más carriles:

- 1) Con escudo.- cada 5 km para cada sentido de circulación.
- 2) Sin escudo.- cada 1 km para cada sentido de circulación.

Lateral

En carretera.- no menos de 50 cm entre la orilla interior del tablero y la proyección vertical del hombro del camino.

En zona urbana.- 30 cm entre la orilla de la banquetta y la orilla interior del tablero.

Altura

En carreteras.- las señales de kilometraje con o sin escudo, quedarán a 1.00 m sobre el nivel del hombro del camino, tomando como referencia la parte inferior de su tablero.

En zona urbana.- tratándose de un solo tablero o de un conjunto, su borde inferior deberá estar a una altura de 2.00 m sobre el nivel de banquetta.

Angulo de colocación

Las señales de nomenclatura se colocarán paralelas al eje longitudinal de la calle cuyo nombre se indica en la señal.

Las señales de kilometraje, de ruta y flechas complementarias se colocarán en posición vertical a 90° con respecto al eje del camino.

Comentarios Especificos sobre Algunas Señales de este Grupo

- ⇒ Para la señal de nomenclatura es recomendable usar dos tableros que indiquen el nombre de las vías que se intersectan y complementar con flechas de "Sentido del tránsito" (SIG-11).
- ⇒ En la señal de "Escudo de Carretera Estatal" (SII-9) se deberá indicar en la parte superior de este, la abreviatura designada a la entidad federativa correspondiente.
- ⇒ Las flechas complementarias, solo acompañarán a los escudos formando conjuntos que indiquen la dirección que toma la ruta identificada, por lo que su mayor uso será en intersecciones urbanas cuando se requiera guiar a los conductores hacia las carreteras.

2.3.2 SEÑALES INFORMATIVAS DE DESTINO (SID)

Su objetivo fundamental es proporcionar información sobre la dirección y destino de diversos puntos a lo largo de una trayectoria de viaje.

Las intersecciones son los puntos en donde más se justifica su aplicación, ya que en estas es donde al usuario se le presenta la incógnita, de que dirección tomar para continuar su viaje y llegar al destino elegido (representan puntos de decisión).

Adicionalmente a lo anterior, el carácter e importancia de estas señales lleva a considerar necesario, complementar la información que proporcionan al usuario con más señales, unas en posición anticipada y otras en posición para confirmar.

Estas señales se pueden agrupar según sus dimensiones en:

- señales de destino bajas
- señales de destino elevadas
- señales diagramáticas

Diseño

Forma

Rectangulares con esquinas redondeadas y colocadas horizontalmente sobre su mayor dimensión, en apoyos adecuados.

Dimensiones

Señales Bajas

La longitud del tablero en señales bajas estará en función al número de letras que contenga la leyenda. Cuando se trate de una señal formada por un conjunto de varios tableros la longitud que regirá será la del tablero que contenga el destino con mayor número de letras.

En cuanto a su ancho se definirá de acuerdo al tipo de vía, estos valores así como la distribución de los elementos que contenga (letras, flechas, escudo, filete y espacios) se encuentran en las tablas 3B y 3C del Capítulo 3 del Manual de Dispositivos¹.

Señales diagramáticas

Las señales diagramáticas presentan por lo regular, grandes dimensiones y su tamaño queda definido dependiendo de su localización en zona urbana o rural.

Zona urbana.- tablero de 1.00 x 1.50 m sin leyendas y escudos.

Zona rural.- el tamaño del tablero puede variar, pero en ningún caso debe tener más de 3.66 x 6.10 cm y no menos de 2.44 x 3.66 cm el acomodo de las leyendas será aquel que no origine confusión al usuario.

Señales Elevadas

La longitud del tablero depende de la leyenda que contenga el mayor número de letras.

Su ancho estará en función al tipo de vía y al número de renglones que contenga, estos valores así como la distribución de los elementos que contenga se encuentran en las tablas 3D y 3E del Capítulo 3 del Manual de Dispositivos¹. A continuación se presenta un ejemplo de las tablas para este tipo de señalamiento.

Color

Para señales ID (bajas, diagramáticas y elevadas) el fondo será verde mate con letras, números, flechas, escudo y filete en color blanco reflejante.

La excepción es la señal diagramática en zonas urbanas donde el fondo será blanco y los caracteres, flecha y filete en color negro.

Cabe mencionar que el Manual de Dispositivos del DDF² propone estas últimas con fondo azul y letras, flechas y filete blanco, cuando se colocan elevadas en zonas urbanas. Además si llevara escudo de carretera federal de cuota, este tendrá fondo amarillo con letras y números en negro.

El poste y reverso de los tableros cuando requieran pintura será en color gris mate. Aquí también existe una variante con respecto al Manual del DDF² que a diferencia del Manual de Dispositivos¹ los propone en color verde mate.

Iluminación

Como un caso particular se recomienda que las señales elevadas y las diagramáticas tengan iluminación artificial uniforme, esta fuente de luz deberá dar el frente a la señal

Ubicación

Longitudinal

De acuerdo a su ubicación longitudinal se clasifica en:

- 1.- Señales informativas de destino previas
- 2.- Señales informativas de destino decisivas
- 3.- Señales informativas de destino confirmativas

Previas.- colocadas anticipadamente para que el conductor vaya previendo su dirección de maniobra, su distancia de colocación depende de:

- Condiciones topográficas de la vía
- Condiciones geométricas de la vía
- Velocidad de operación
- Presencia de otras señales

La norma mínima establece nunca colocarlas a menos de 125 m de la intersección.

En vías de varios carriles (4 o más) es recomendable colocar una señal previa a la señal elevada a unos 500m a 1000 m del entronque que indique el carril y el destino.

Decisivas.- se instalarán en el punto donde el usuario tenga que decidirse por la ruta que habrá de seguir.

Confirmativa.-estas se instalan después de una intersección o a la salida de una población, lo suficientemente retiradas de forma tal que ya no haya efecto de los movimientos direccionales ni la influencia del tránsito urbano, pero nunca a menos de 100 m.

Laterales

En carretera: no menos de 50 cm entre la orilla interior del tablero (señales bajas) o el poste (señales elevadas) y la proyección vertical del hombro del camino.

En zona urbana: no menos de 30 cm entre la orilla de la banqueta y la orilla interior del tablero.

Altura

Señales bajas

En carretera .- 1.50 m entre la parte inferior del tablero y el hombro del camino.

En zona urbana.- 2.00 m entre la parte inferior del tablero y el nivel de la banqueta.

Señales elevadas

En todos los casos la altura mínima, deberá permitir una distancia libre vertical de 5.00 m. entre la orilla inferior de su tablero y la parte más alta de la superficie de rodamiento.

Angulo de colocación

90° con respecto al eje del camino, con posición vertical para señales bajas y 5° de inclinación al frente para señales elevadas.

Contenido

Leyenda

Señales bajas: un destino por renglón y no más de tres destinos por señal.

Diagramáticas: dos destinos como máximo, geometría de las trayectorias, escudos, rutas y si es necesario la velocidad permitida en rampas.

Señales elevadas: un destino por renglón y no más de dos destinos por tablero. En las señales elevadas de puente con flecha hacia abajo la leyenda deberá centrarse.

Flechas

Su longitud deberá ser 1.5 veces la altura de la letra mayúscula.

Escudos

Quedarán pintados sobre el tablero y distribuidos de acuerdo a las dimensiones establecidas, en la tabla 3C y 3E del Manual de Dispositivos¹.

Las señales diagramáticas contendrán escudos en tamaños de 45 x 60 cm.

Comentarios Específicos sobre Algunas Señales de este Grupo

⇒ SID-9 (Entronque), se utiliza en intersecciones de tres ramas, el nombre de los destinos deberá corresponder a los puntos más cercanos e importantes.

El orden de acomodo es:

- Tablero superior para destino de frente, inferior para izquierda o derecha.
- Cuando no haya destino de frente, el tablero superior se asigna al destino a la izquierda y el inferior a la derecha.
- Escudo y flechas deberán ir alternadas en los diferentes tableros.
- En zonas urbanas se utiliza el mismo criterio, solo que esta señal solo se ubicará en el lugar de decisión.

⇒ SID-10 (Cruce) se utiliza en intersecciones de 4 ramas.

El orden de acomodo es:

- Tablero superior para destino de frente.
- Tablero intermedio para destino de la izquierda
- Tablero inferior para destino de la derecha

Este orden se cumple también cuando todos los textos están integrados en un solo tablero. En zonas urbanas se utiliza el mismo criterio solo que esta señal solo se indicará en el punto de decisión.

⇒ SID-11(Confirmativa) se instalará después del paso por una intersección o población y dará información sobre el nombre y distancia de las poblaciones más próximas. En este caso el nombre debe coincidir con el que se menciona en la señal previa y en la decisiva.



Si existe la necesidad de mencionar alguna otra población intermedia de importancia se puede adicionar en un tablero inferior.

⇒ SID-12 (Diagramática) se utiliza en intersecciones cuando es necesario ilustrar con un diagrama los movimientos indirectos. Esta señal solo será "previa" y se instalará anticipada al lugar de la bifurcación a distancias no menores de 200 m.

SID-13 (Bandera) es una señal que puede ser previa y/o decisiva y se justifica en los siguientes casos:

- Cuando se desee indicar un determinado carril
- En vías de dos o más carriles en un solo sentido, por donde circulan altos volúmenes de tránsito.
- Donde no haya espacio para colocar señales bajas.
- En entronques de carreteras de alta velocidad y vías rápidas urbanas.

⇒ SID-14 (Bandera Doble) esta señal es elevada y solamente se utiliza en bifurcaciones como "decisiva".

Aunque un tablero contenga dos textos y otro uno, la altura del tablero será la misma, al igual que la altura de la letra y en el caso de un texto, este se centrará en el tablero. En cambio la longitud del tablero sí puede variar, de acuerdo con el número de letras de cada leyenda.

⇒ SID-15 (Puente) esta señal es elevada y se utiliza principalmente en los siguientes casos:

- Vías de dos o más carriles por sentido de circulación
- Entronques de carreteras de alta velocidad y vías rápidas urbanas
- Para dar indicaciones por carril

Puede colocarse una "previa" a 200 m antes de la bifurcación y una "decisiva" en lugar de la bifurcación.

Si la señal se utiliza para indicar los destinos de las ramas se usan las flechas apuntando hacia arriba o a un lado.

Si la señal se utiliza para indicar el uso de carriles, el texto se pone en el renglón superior y la flecha apuntando hacia abajo en el renglón inferior.

2.3.3 SEÑALES INFORMATIVAS DE RECOMENDACION (SIR)

Estas se utilizan para recordar a los usuarios disposiciones o dar recomendaciones referentes a su recorrido por las calles y carreteras (Fig.2.F).

Diseño

Forma

Tablero rectangular de esquinas redondeadas, colocado horizontalmente sobre su mayor dimensión.

Dimensiones

Ancho del tablero esta en función al número de renglones y al tipo de camino, la longitud de este va de acuerdo con el contenido de la leyenda. Las tablas 3F y 3G del Manual de Dispositivos¹ establecen los valores para estas dimensiones.

Color

Fondo en color blanco con letras y filete en negro. Postes y reverso del tablero cuando requiera pintura será en color gns mate.

Ubicación

Longitudinal

Básicamente estas señales no deberán interferir en ningún caso con cualquier otro tipo de señal, por lo que recomienda colocarlas en tramos donde no existan otras señalizaciones.

Lateral

En carretera.- no menos de 50 cm entre la orilla interior del tablero y la proyección vertical del hombro del camino.

En zona urbana.-30 cm la orilla de la banqueta y la orilla interior del tablero.

Altura

En carretera: 1.50 m entre la parte inferior del tablero y el hombro del camino.

En zona urbana: 2.00 m entre la parte inferior del tablero y el nivel de la banqueta.

Angulo de colocación

Posición vertical a 90° con respecto al eje del camino.

Contenido

La leyenda deberá tener un máximo de 4 palabras por renglón y no más de dos renglones.
Algunas leyendas de uso más frecuente son:

Zona urbana: CRUCE SOLAMENTE EN LAS ESQUINAS

NO OBSTRUYA EL CRUCERO

NO SE ESTACIONE SOBRE LA BANQUETA

Zona urbana y/o rural: CRUCE DE ESCOLARES

CRUCE DE PEATONES

FRENE CON MOTOR

PREPARE SU CUOTA

TRANSITO LENTO CARRIL DERECHO

2.3.4 SEÑALES DE INFORMACION GENERAL (SIG)

Proporcionan a los usuarios información de carácter poblacional y geográfico, nombres de obras importantes, límites políticos, ubicación de casetas de cobro, puntos de inspección, sentidos de circulación del tránsito, etc, (Fig. 2.F).

Diseño

Forma

Tableros rectangulares con esquinas redondeadas colocados horizontalmente sobre su mayor dimensión.

Dimensiones

Ancho del tablero esta en función al número de renglones y al tipo de camino, la longitud de este va de acuerdo con el contenido de la leyenda. Las tablas 3H y 3I del Manual de Dispositivos establecen los valores para estas dimensiones. La señal que indica sentido de circulación del tránsito, será de 30 x 91 cm para zona rural y de 20 x 61 cm para zona urbana.

Color

Fondo blanco con letras y filete negro, excepto la señal referente a sentido de circulación del tránsito que tendrá fondo negro y la flecha en color blanco. Los postes y reverso de los tableros cuando requieran pintura será en color gris mate.

Ubicación

Longitudinal

Se instalarán en el punto al que se refiera la información de la leyenda o al principio del sitio que se desea anunciar. Las señales que indiquen un punto de control, se deberán auxiliar con señales previas a 500 y 250 m del lugar.

Lateral

En carretera.- no menos de 50 cm entre la orilla interior del tablero y la proyección vertical del hombro del camino.

En zona urbana.-30 cm entre la orilla de la banquetta y la orilla interior del tablero.

Altura

En carretera: 1.50 m entre la parte inferior del tablero y el hombro del camino:
En zona urbana.- 2.00 m entre la parte inferior del tablero y el nivel de la banquetta.

Angulo de colocación

Posición vertical a 90° con respecto al eje de camino, excepto la que indica sentido de circulación del tránsito, la cual se ubicará paralela al eje longitudinal de la vía que se señale.

Contenido

Excepto la señal que indica el sentido de circulación del tránsito en la que solo aparece una flecha horizontal, el resto de este tipo de señales contendrá texto con información general para el usuario.

La leyenda o texto deberá tener un máximo de cuatro palabras por renglón y no más de dos renglones. Algunos textos o leyendas son:

De lugar:

RIO SABINAS

LINARES

500,000 HAB.

De obras:

PUENTE TAMPICO

PRESA EL CUCHILLO

LIMITES POLITICOS:

TERMINA NUEVO LEON

PRINCIPIA TAMAULIPAS

Control:

CASETA DE COBRO A 250 M

INSPECCION FISCAL A 500 M

2.3.5 SEÑALES INFORMATIVAS DE SERVICIOS Y TURISTICAS (SIST)

Su objetivo principal es informar sobre servicios o lugares de interés turístico y/o recreativo. En algunos casos se permite usar estas en combinación con una informativa de destino en un mismo tablero.

También esta permitido usar conjuntos hasta de cuatro tableros cuando se requiera indicar varios servicios de forma simultánea (Fig. 2.H).

Diseño

Forma

Tablero cuadrado con esquinas redondeadas.

Dimensiones

El tamaño del tablero o charola esta en función al tipo de camino. Los símbolos variarán proporcionalmente al tamaño del mismo. Estas señales podrán contar con tablero adicional de forma rectangular y sus dimensiones están en función al tamaño de la señal que acompañan.

Color

Fondo del tablero de la señal y del tablero adicional en color azul y simbolos letras, flechas y filete en blanco. Postes y reverso cuando requieran pintura será en color gns mate.

Ubicación

Longitudinal

Estas se colocarán en el lugar donde exista el servicio y a 1 km del mismo, tratando de no interferir con cualquier otro tipo de señales. También pueden colocarse a la salida de las poblaciones para indicar la distancia a la que se encuentran los servicios más próximos indicados.

Lateral

Las señales se fijarán en uno o dos postes colocados a un lado del camino de la via o sobre la banqueta.

- Si el camino esta en corte cuidar el no obstruir el área hidráulica.
- Si lo anterior se presenta usar un poste excentrico o dos simétricos.

Específicamente

En carretera.- no menos de 50 cm entre la orilla interior del tablero y la proyección vertical del hombro del camino.

En zona urbana.- 30 cm entre la orilla de la banqueta y la orilla interior del tablero

Altura

En carretera .- 1.50 m entre la parte inferior del tablero y el hombro del camino.

En zona urbana.- 2.00 m entre la parte inferior del tablero y el nivel de la banqueta.

Angulo de colocación

Posición vertical a 90° con respecto al eje del camino.

Comentarios Específicos sobre Algunas Señales de este Grupo

- ⇒ Las señales SIS-25 Teleférico, SIT-5 Gruta, SIT-7 Monumento Colonial, SIT-8 Parque Nacional, SIT-10 entre otras llevarán tablero adicional con el horario del servicio.
- ⇒ La señal SIS-24 Taxi, deberá llevar un tablero adicional, donde informe el tipo de servicio (colectivo o de sitio), si es colectivo adicionar también número de ruta y principales paradas.

SEÑALES INFORMATIVAS DE IDENTIFICACION

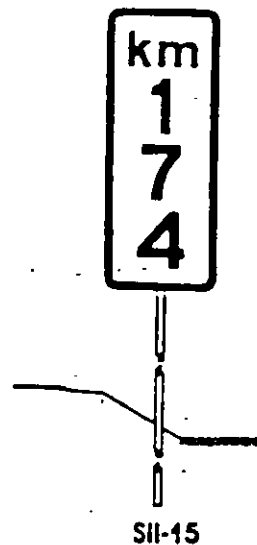
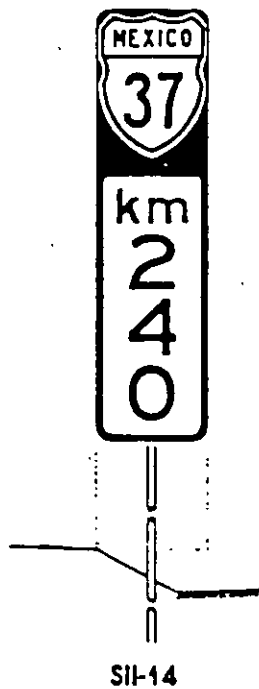
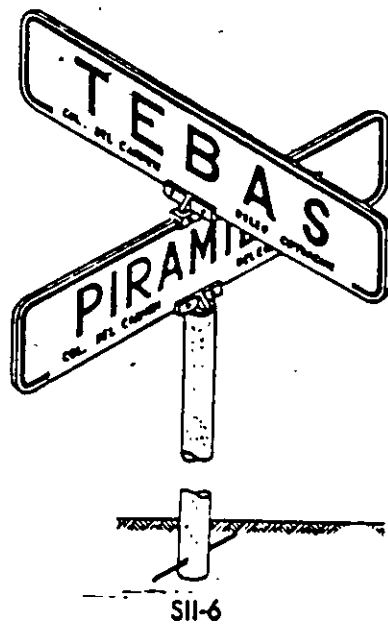
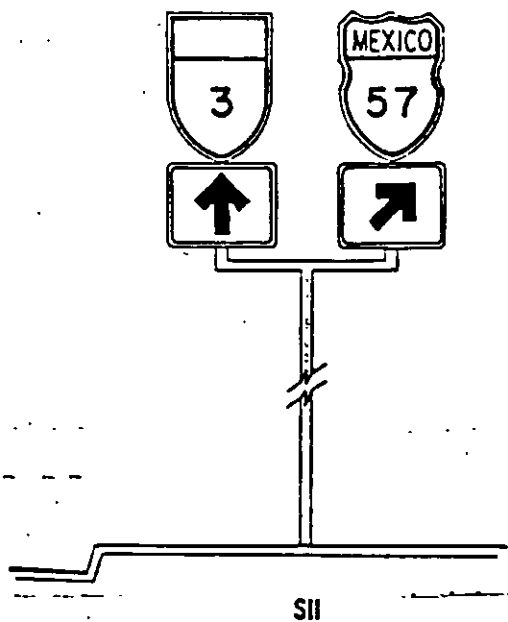


FIG. 2. E

SEÑALES INFORMATIVAS DE DESTINO



SID-8



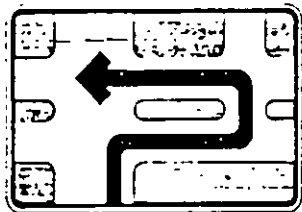
SID-9



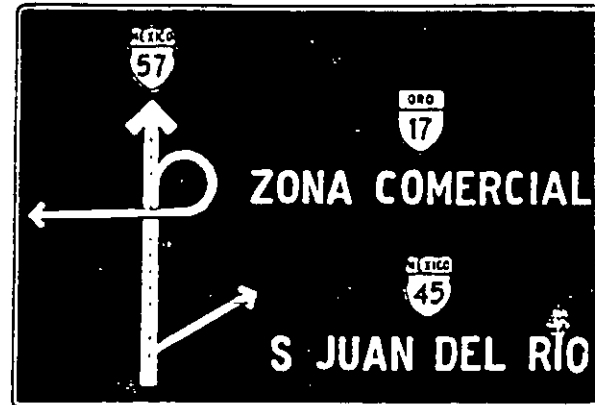
SID-10



SID-11



SID-12



SID-12



SID-13



SID-14



SID-15

SEÑALES INFORMATIVAS DE RECOMENDACION E INFORMACION GENERAL

CARRIL IZQUIERDO
SOLO PARA REBASAR

SIR

TRANSPORTE DE CARGA/
TRAMO CON RESTRICCIONE

PRINCIPIA

SIR

CUERNAVACA
350 000 hab

SIG-7

PRESA JOSE MA MORELO

SIG-6

TERMINA SINALOA
PRINCIPIA SONORA

SIG-9

CASETA DE COBRO
A 500 m

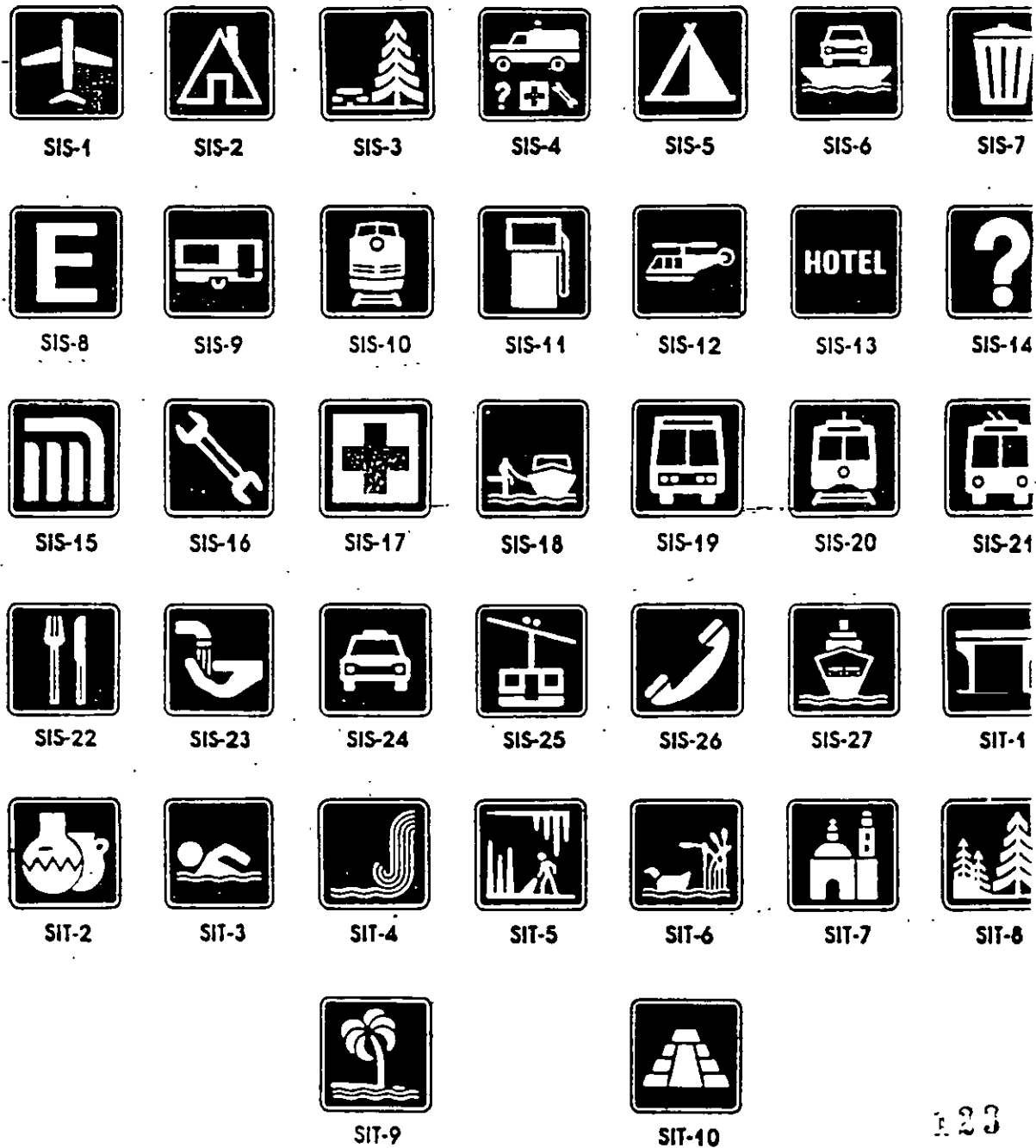
SIG-10



SIG-11

FIG. 2. G

SEÑALES INFORMATIVAS DE SERVICIOS Y TURISTICAS



Fuente Bibliográfica : Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito en Calles y Carreteras; S.C.T ; Quinta Edición, 1986

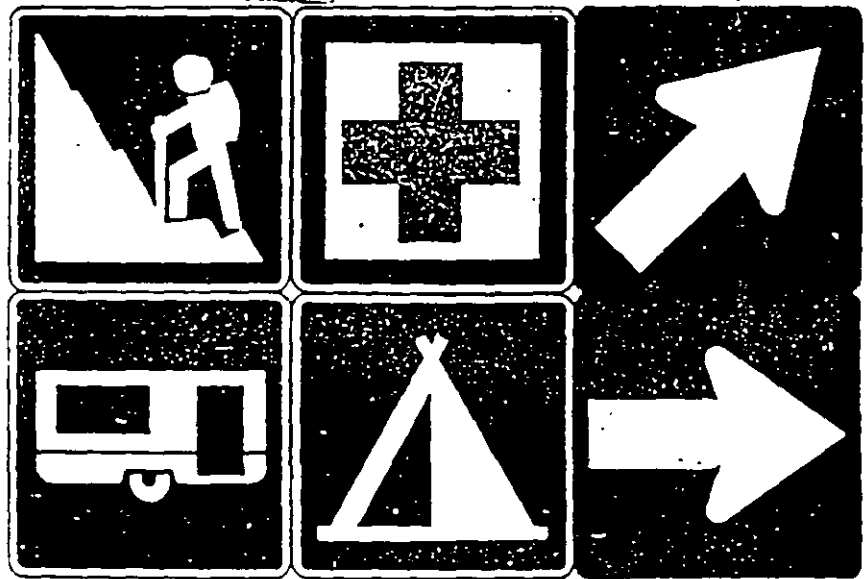
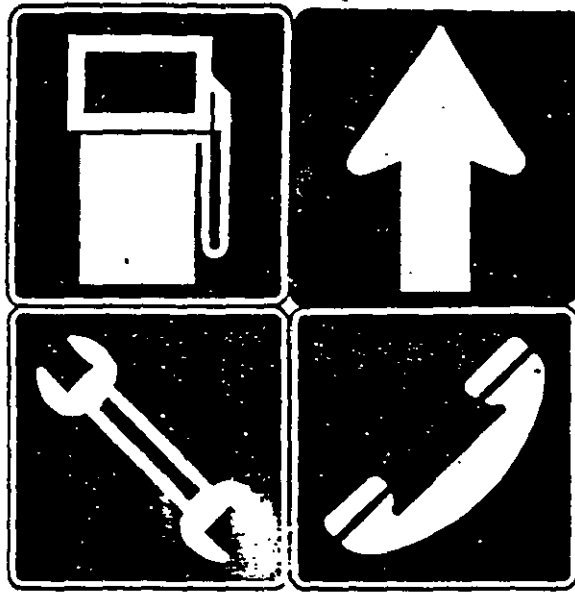


FIG. 2. H

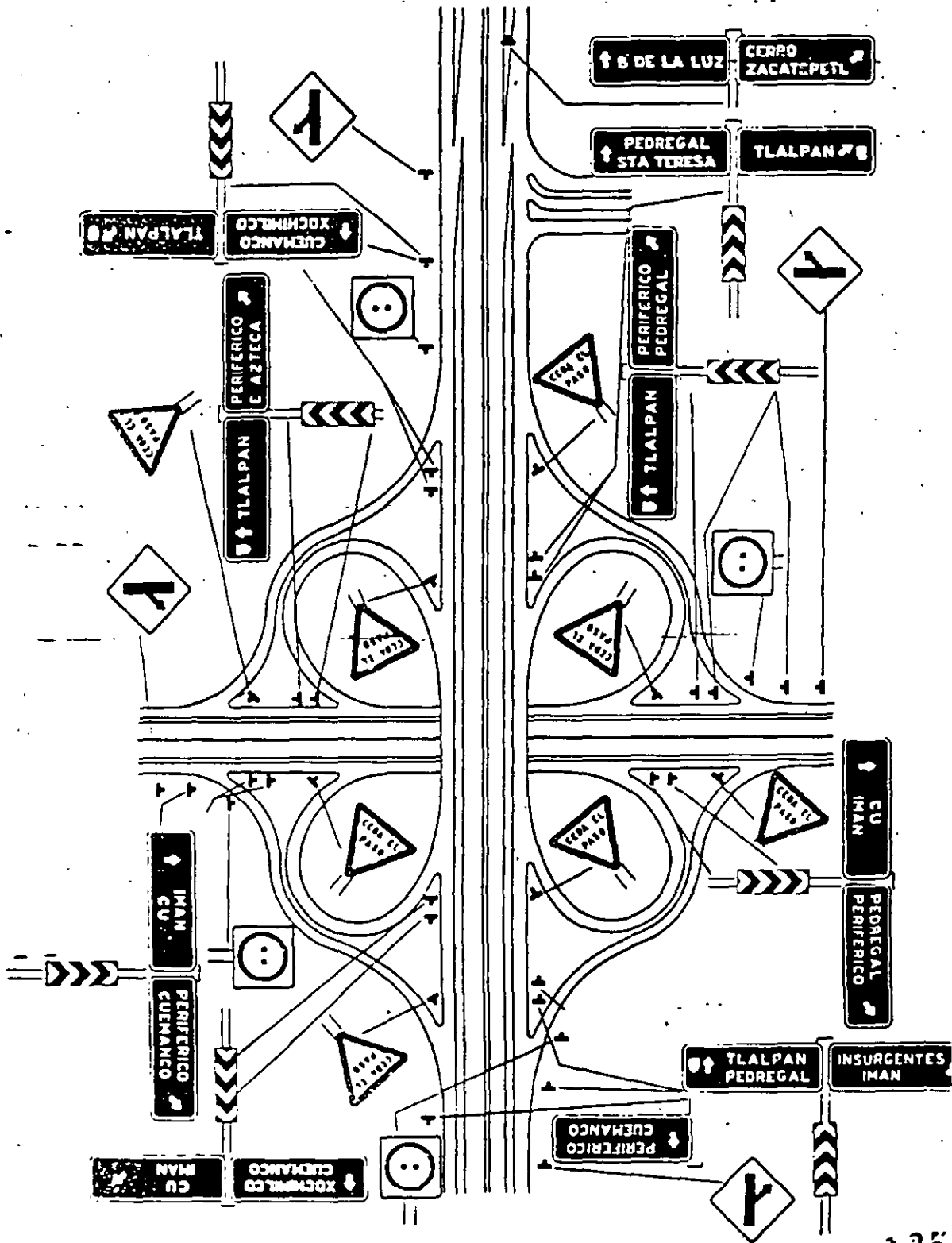


FIG 2.1 Ejemplo de señalización típica en un entronque en Trébol.

3. SEÑALIZACION HORIZONTAL

3.1 MARCAS

Las marcas son indicaciones aplicadas a base de pintura sobre la superficie de rodamiento, guarniciones y estructuras dentro o adyacentes a las vías de circulación.

La pintura utilizada deberá ser antiderrapante y no tener un espesor mayor a 3 mm su objetivo principal es delimitar partes de la calzada reservadas a las diferentes vías, a ciertos tipos de vehículos o para indicar maniobras a ejecutar.

Se les considera un excelente medio, cuando se les mantiene en buenas condiciones, para guiar al usuario sin distraer su vista del camino.

3.1.1 CLASIFICACION

a) Marcas en el pavimento

- 1.- Raya central sencilla continua o discontinua
- 2.- Raya adicional continua para prohibir el rebase
- 3.- Raya central doble continua
- 4.- Rayas separadoras de carriles
- 5.- Rayas en las orillas de la calzada
- 6.- Rayas canalizadoras
- 7.- Rayas de parada
- 8.- Rayas para cruce de peatones
- 9.- Rayas, símbolos y letras para cruce de ferrocarriles
- 10.- Rayas para estacionamiento
- 11.- Leyendas y símbolos para regular el uso de carriles
- 12.- Rayas con espaciamiento logaritmico

b) Marcas en guarniciones para prohibición de estacionamiento

c) Marcas en obstáculos adyacentes a la superficie de rodamiento

- 1.- para indicar guarniciones
- 2.- para indicar parapetos
- 3.- para indicar aleros
- 4.- para indicar pilas y estribos
- 5.- para indicar postes
- 6.- para indicar cabezales
- 7.- para indicar defensas
- 8.- para indicar muros de contención
- 9.- para indicar árboles

3.1.2 DESCRIPCION Y UTILIDAD.

Raya central sencilla continua o discontinua

- Separa dos sentidos de circulación, es de 10 cm de ancho, en color blanco reflejante.
- Será continua en aquellos lugares donde no se permita la maniobra de rebase. La raya continua podrá complementarse con elementos como tachuelas, botones, vialetas, que en este caso se colocarán a cada 10 m de la zona marcada y el reflejante será color rojo.
- Será discontinua en tramos donde se pueda realizar la maniobra de rebase, en donde se pintará en segmentos de 5.00 m separados entre si 10.00 m. La raya discontinua también puede contener los elementos anteriores, colocándose al centro de cada segmento sin marcar de 10 m, con el reflejante en color blanco (Fig. 3.A).

Raya adicional continua para prohibir el rebase

- Es una raya continua que se coloca paralela a la raya central discontinua, del lado del sentido de la circulación que no dispone de visibilidad para realizar maniobras de rebase, y se utilizará solo en vías de dos carriles con ancho de calzada mayor de 6.00 m (Fig. 3.A).
- Tendrá un ancho de 10 cm y se colocará espaciada 10 cm de la raya central sencilla.
- Podrá complementarse con otros elementos marcadores que contengan reflejante rojo en el sentido del tránsito al que se le prohíbe el rebase.

Raya central doble continua

- Se utiliza en calles o carreteras de tres o más carriles para separar sentidos de circulación, haciendo las veces de una faja separadora central (Fig. 3.A).
- Su color es blanco reflejante, con ancho de 10 cm y separadas entre si 10 cm., se colocará a lo largo de toda la vía de que se trate.
- Al igual que el caso anterior estas rayas se complementan con otros elementos marcadores cuyo reflejante debe ser en color rojo para ambos sentidos y se espaciarán 10 m entre si.

Rayas separadoras de carriles

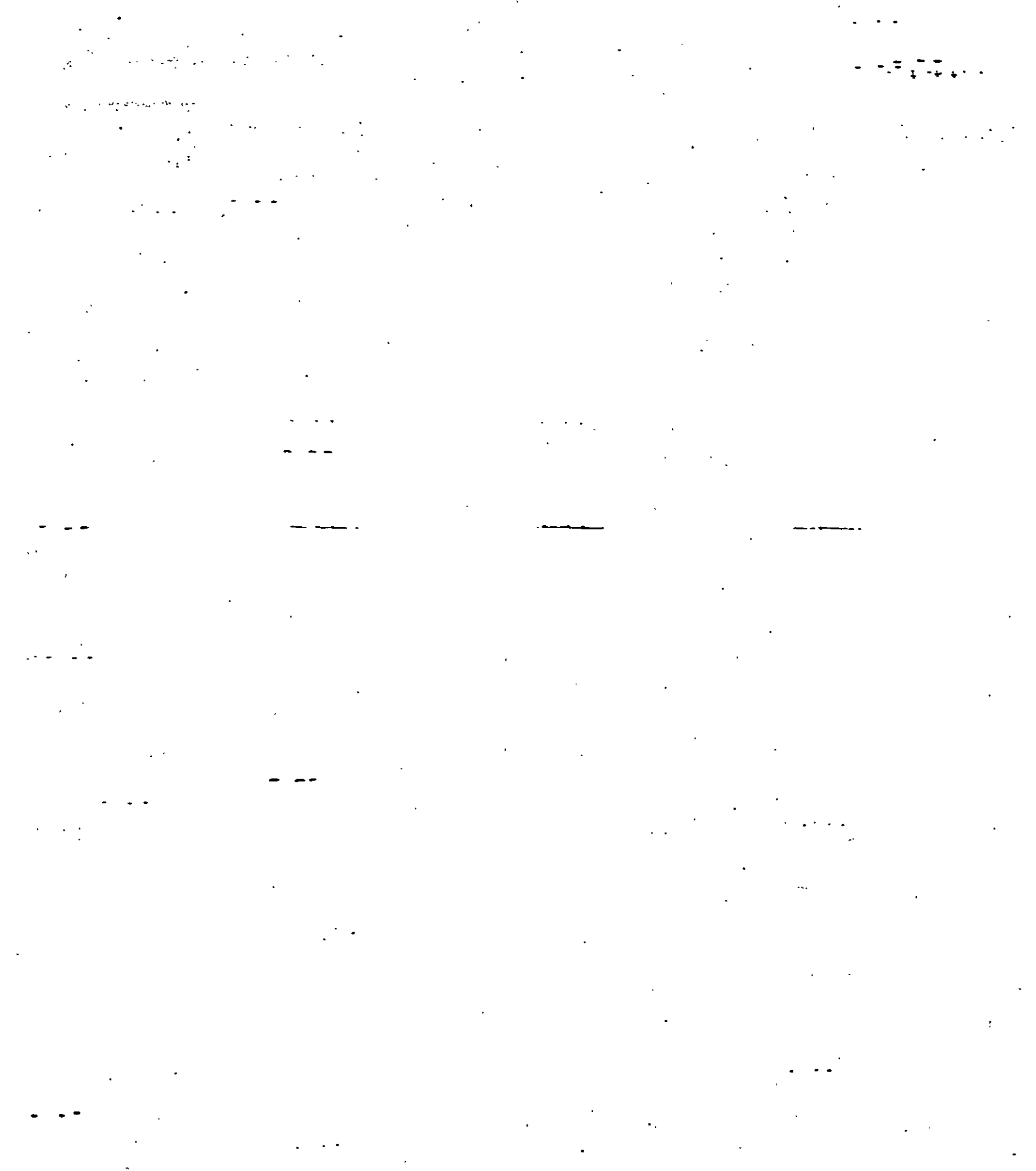
- Su objetivo es delimitar los carriles en calles y carreteras que tengan dos o más carriles por sentido.
- Pueden ser continuas o discontinuas según se permita cruzarlas o no.
- Su color es blanco reflejante y tienen 10 cm de ancho.
- Se recomienda conservar la relación 1 a 2 de raya a espacio para su colocación, siendo más común los segmentos de 5 m de raya por 10 m de espacio. El Manual del DDF², propone que para zonas urbanas la relación sea 2.5 m de raya por 5 m de espacio (Fig. 3.D).
- Podrá complementarse con dispositivos marcadores, con reflejante rojo para raya continua y blanco para discontinua.

Rayas en las orillas de la calzada

- Son rayas continuas de color blanco reflejante con ancho de 10 cm, el color puede ser también amarillo cuando el acabado de la superficie de rodamiento sea blanquisco debido a los materiales utilizados en su construcción (Fig. 3.B).
- Se usan para indicar las orillas exteriores de una calzada y delimitar con esto el acotamiento, también se usan para delimitar las orillas internas cuando la vía tiene faja separadora central.
- Se pueden complementar con dispositivos marcadores que tengan reflejante amarillo, colocado en el sentido del tránsito.

Rayas canalizadoras

- Son rayas continuas de color blanco reflejante de 10 cm de ancho.
- Se utilizan como guía para ordenar la circulación en ciertas direcciones (Fig.3.C).
- Pueden usarse para:
 - Formar isletas en grandes áreas
 - Canalizar el tránsito en entradas y salidas de vías rurales o vías rápidas urbanas
 - Dividir sentidos de circulación en los extremos de fajas separadoras o isletas
- Cuando forman una zona neutral de aproximación a la isleta o faja separadora deberá rellenarse dicha zona con rayas diagonales a 45° , orientadas de forma tal que el conductor al invadir dicha zona observe estas rayas perpendiculares a su trayectoria. Debido a esto cuando la zona neutral se encuentre entre dos sentidos del tránsito las diagonales tendrán una sola inclinación, cuando se ubique entre trayectorias del mismo sentido tendrá dos inclinaciones.
- Las rayas diagonales de la zona neutral serán de 20 cm de ancho espaciadas entre sí 2.00 m. En este caso el Manual del DDF² propone un espaciamiento de 1.00 m para zonas urbanas
- La longitud de la zona neutral será de 50 m como mínimo.
- Las rayas delimitadoras de la zona neutral se pueden complementar con dispositivos marcadores con reflejante amarillo espaciados cada 2 m.
- Es recomendable colocar bordos de concreto en la misma dirección de las rayas diagonales en la proximidad de la isleta o faja, para alertar al conductor que trae una trayectoria errónea.



Raya de parada

- Su color es blanco reflejante y su ancho varía de 40 cm a 60 cm dependiendo de la importancia de la vía (Fig. 3.D).
- Se utiliza para indicar el punto donde se deban detener los vehículos que atienden a una indicación de alto, semáforo o de reglamento.
- Se trazan paralelas a las rayas de cruce de peatones y separadas a 1.20 m. Si no existen estas rayas entonces se pintan en el lugar preciso de detención pero nunca a más de 9.00 m ni menos de 1.20 m de la orilla más próxima de la vía que cruzan.
- Su trazo abarcará solo los carriles que tengan el mismo sentido.

Raya para cruce de peatones

- Se empleará en las intersecciones y otros puntos donde el volumen de peatones sea considerable o se presente confusión entre el movimiento de los flujos peatonal y vehicular (Fig. 3.E).
- Su color es amarillo reflejante.
- En carreteras rurales y vías rápidas, se representarán como una sucesión de rayas paralelas de 40 cm de ancho separadas 40 cm entre sí, colocadas perpendicularmente a la trayectoria de los peatones, con una longitud no más de 4.50 m y no menos de 1.80 m.
- En calles secundarias solo serán dos rayas continuas paralelas, transversales a la vía, con un ancho de 20 cm y con una separación no menor a 1.80 m y no mayor a 4.50 m.
- El Manual del DDF² propone anchos de raya de 30 cm y separación de 2.00 a 4.50 m (Fig. 3.D).

Rayas símbolos y letras para cruce de ferrocarril

- Su color es blanco y el arreglo consiste en una X con las letras F y C a cada lado de esta, enmarcando este arreglo con raya sencilla continua y rayas transversales (Fig. 3.F).
- Se utilizan para anunciar la proximidad de un cruce a nivel con una vía férrea.

Marcas para estacionamiento

- El objetivo de estas marcas es obtener un uso más ordenado y eficiente de los espacios para estacionamiento.
- Su color es blanco reflejante.

- Las dimensiones y diseño varían dependiendo de si se trata de estacionamiento en acera o en cordón.
- En cordón por ejemplo: su ancho es de 10 cm, se pintan sobre el pavimento, perpendiculares a la guarnición con una longitud de 2.50 m a 3.00 m, y espaciados a 6.70 m a 7.90 m.

Leyendas y símbolos para regular el uso de carriles

- Se usan generalmente en intersecciones como un complemento al señalamiento vertical y en vías rápidas a distancias considerables de un punto de decisión (Fig.3.G y 3.H).
- Los mensajes pueden estar pintados o adheridos al pavimento en color blanco reflejante y estar formados por letras, flechas y números.
- La leyenda debe tener un máximo de tres palabras, en caso de ocupar más de un renglón la palabra deberá leerse hacia adelante con espaciamiento mínimo entre renglones igual a 4 veces la altura de la letra.
- Deberán pintarse en cada carril.

Rayas con espaciamiento logarítmico

- Son empleadas para producir un efecto de ilusión óptica al conductor, invitándole a reducir su velocidad.
- Se localizan principalmente en zonas peatonales y escolares.
- Se ubican transversales al eje de la carretera sobre el carril que se desea controlar.
- El color de estas es blanco reflejante de 60 cm de ancho.
- La distancia longitudinal y el número de rayas esta en función de la diferencia entre la velocidad de operación o proyecto y la velocidad que se desea obtener. A continuación se anexa una tabla y una figura que ejemplifica su uso (Tab.3.A y Fig. 3.I).

Marcas en guarniciones para prohibición de estacionamiento

- Se colocan en aquellos lugares donde se requiera resaltar la prohibición de estacionamiento por ejemplo paraoas de autobuses, entradas a sitios de espectáculos, sitios contiguos a esquinas, isletas o cruces para peatones.
- El color de estas marcas es amarillo y se deberá cubrir tanto la cara vertical como la horizontal de la guarnición.

Marcas en obstáculos adyacentes a la superficie de rodamiento

- El objetivo de señalar estos obstáculos es prevenir al conductor de su presencia, cuando se encuentren a una distancia menor de 1.80 m respecto a la orilla del camil y representar un peligro latente para la circulación.
- Estas marcas son franjas alternadas en color negro y blanco reflejante con una inclinación de 45°. Las marcas se pintarán sobre el obstáculo en la cara normal al sentido del tránsito. Las franjas ubicadas en un obstáculo a la derecha bajarán de izquierda a derecha y viceversa.

El ancho de las franjas varía dependiendo del obstáculo como se indica en la siguiente lista.

Obstáculos	Anchura de las franjas en cm
Guarniciones	200
Parapetos	100
Alaros	30
Pilas y estribos	60
Postes	30
Cabezales	30
Defensas laterales	100
Estructuras (Altura libre menor de 4.20 cm)	60
Muros de confención	60

Los árboles se pintan de color blanco hasta una altura de 1.20 m.



FIG. 3. A

La señal de NOMENCLATURA, se utilizará para informar los nombres de calles y avenidas. Se colocará paralelamente a la calle que identifica, del tal manera que el usuario lea el nombre de la calle que va recorriendo.

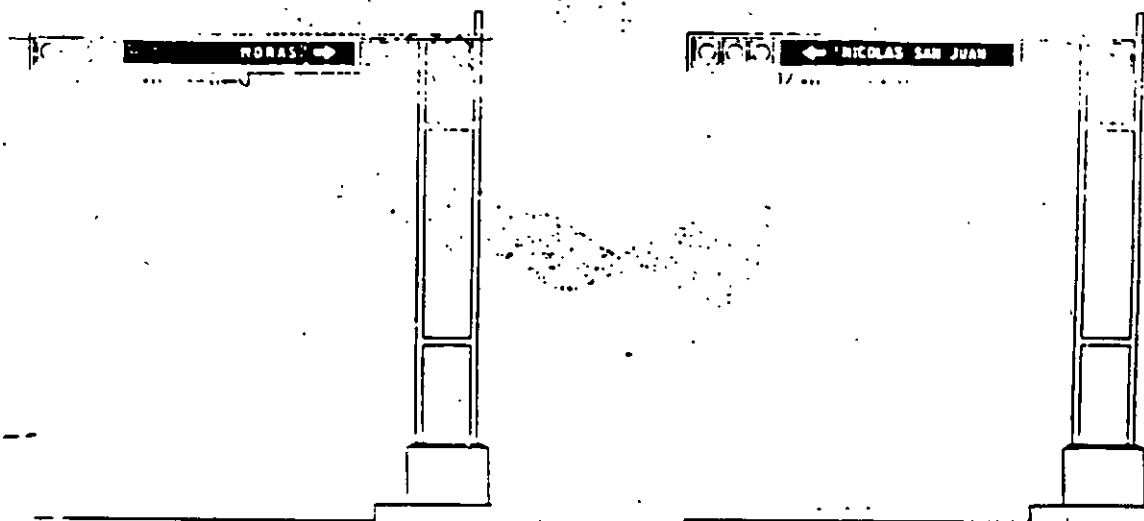


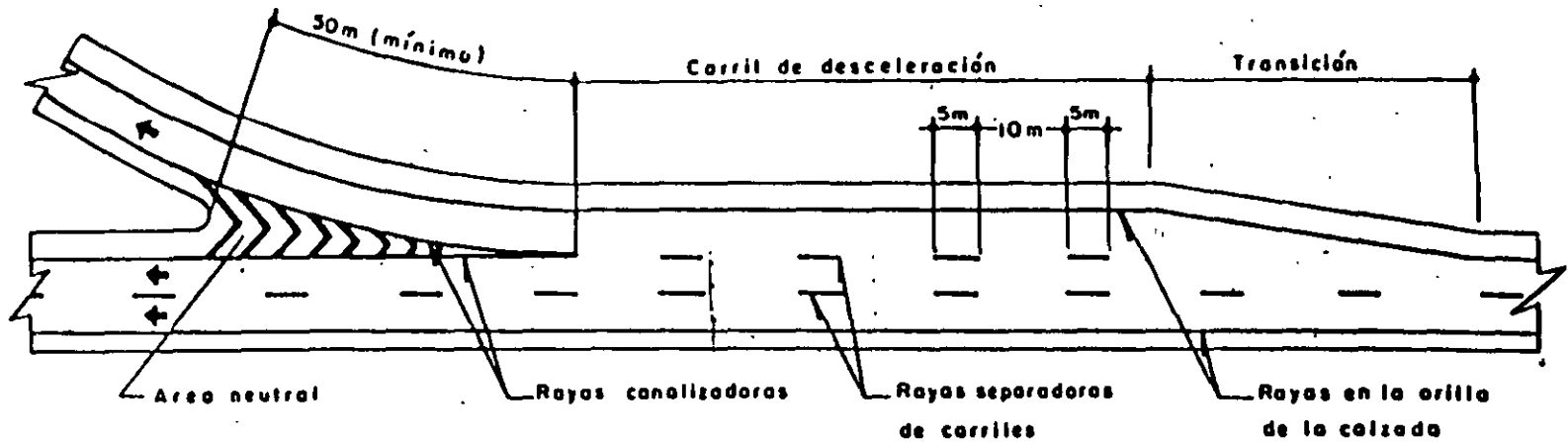
FIG. 3. B

133

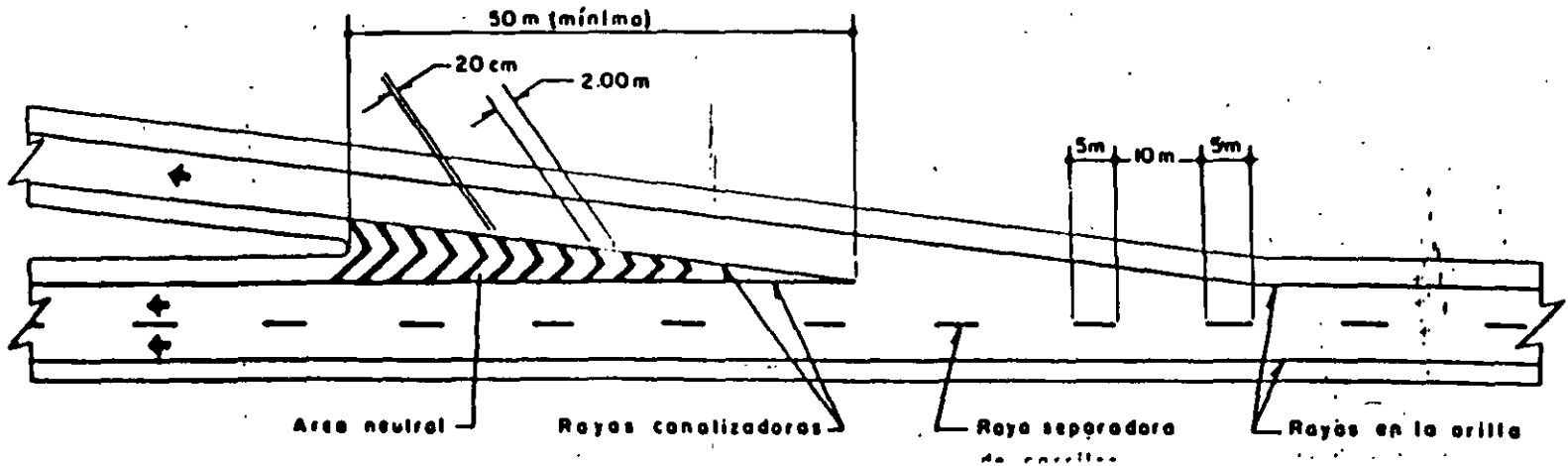
Modelo de señal de NOMENCLATURA VEHICULAR con leyenda corta

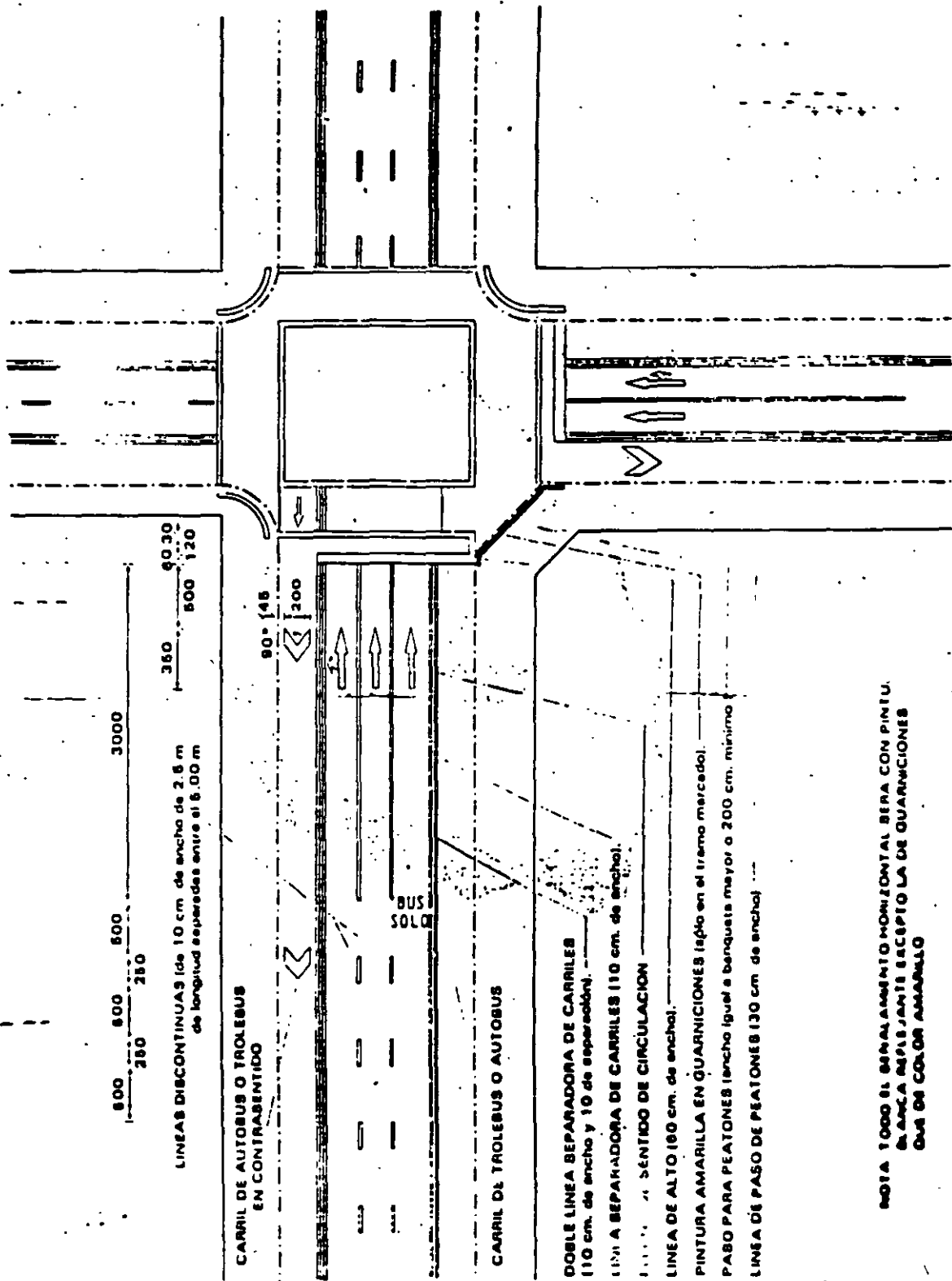
Modelo de señales de NOMENCLATURA VEHICULAR con leyenda larga

RAYAS CANALIZADORAS



CARRIL DE DESACELERACION PARALELO



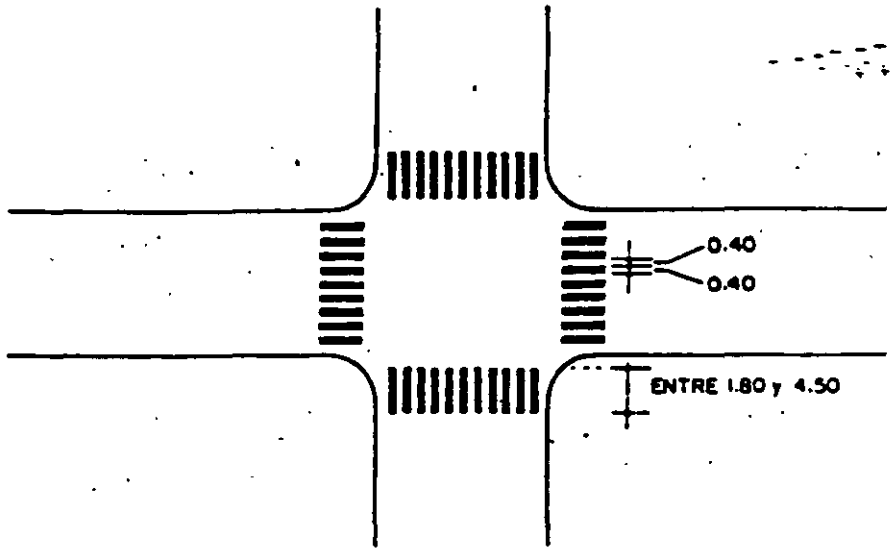


NOTA: TODO EL SEÑALAMIENTO HORIZONTAL SERA CON PINTURA
BLANCA RESISTENTE EXCEPTO LA DE QUARNICIONES
QUE DE COLOR AMARILLO

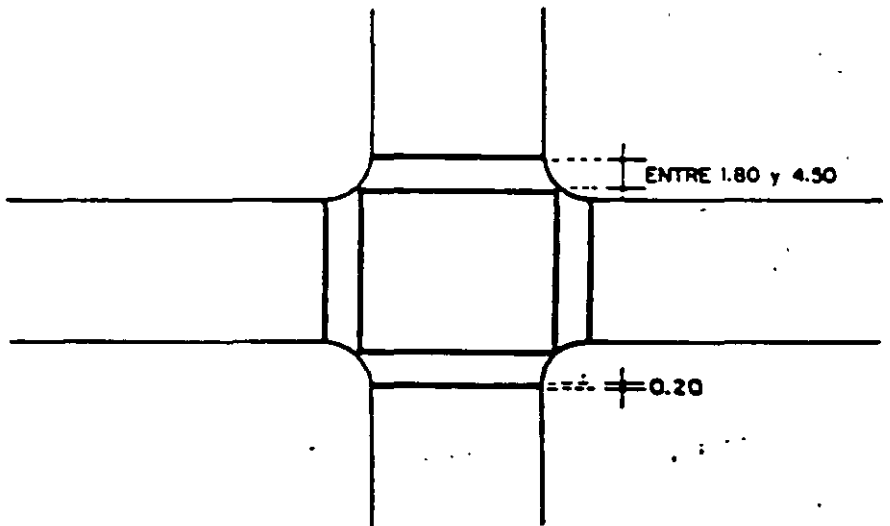
FIG. 3. D Marcas en una intersección

FIG. 3. E

RAYAS PARA CRUCE DE PEATONES



CARRETERAS RURALES Y VIAS RAPIDAS URBANAS

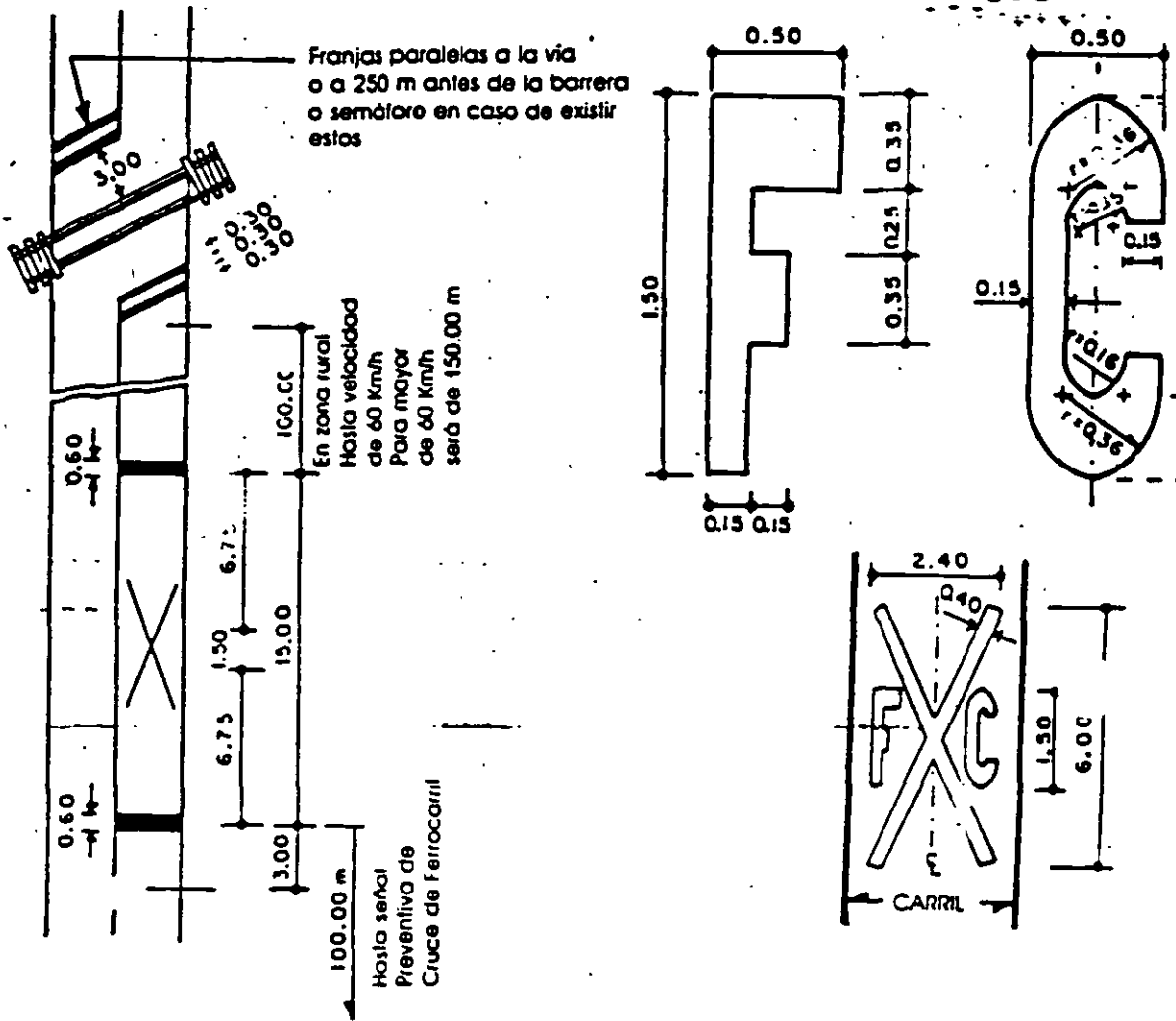


CALLES SECUNDARIAS

Anotaciones en metros

FIG. 3. F

RAYAS SIMBOLOS Y LETRAS PARA CRUCE DE FERROCARRIL



En caminos de dos o más carriles de un mismo sentido de tránsito deberá pintarse el símbolo F x C en cada carril. En caminos con raya central, las rayas transversales deberán tener una longitud igual al semi-ancho de la carpeta; en caminos con faja separadora central deberán pintarse desde la faja hasta la orilla de la carpeta, coordinando todos los carriles de un mismo sentido de tránsito.

En zona urbana se ajustará a las necesidades del lugar.

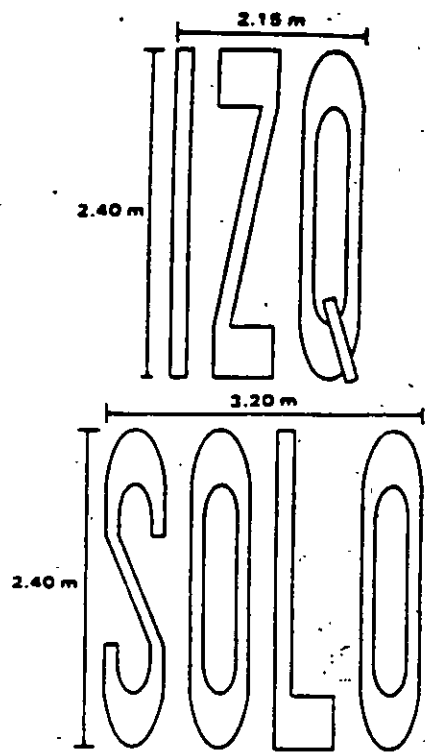


FIG. 3. G Leyendas típicas para el uso de carriles

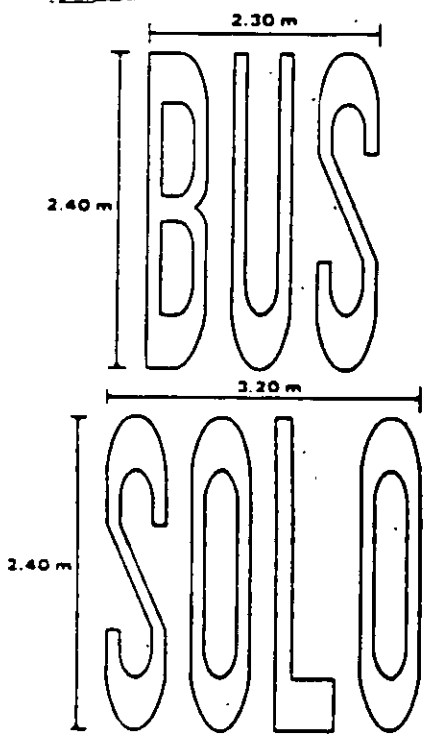


FIG. 3. H Leyendas típicas para el uso de carriles

TABLA 3. A

SEPARACION ENTRE RAYAS CON ESPACIAMIENTO LOGARITMICO

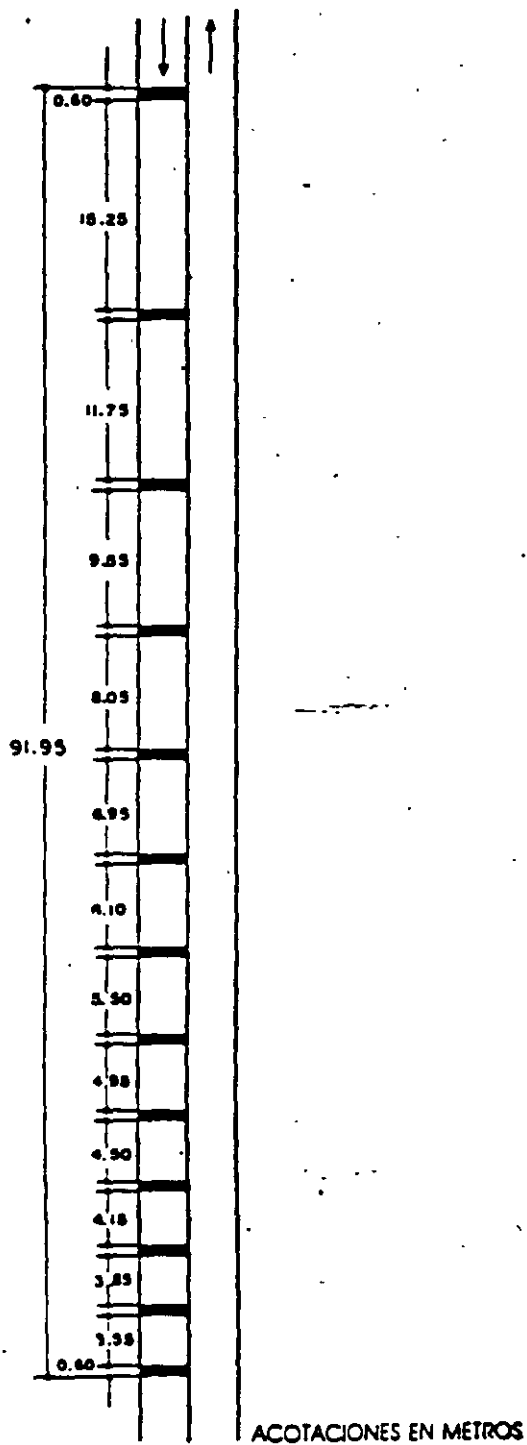
Diferencia de velocidades (Km/h)		Número de líneas requeridas					
20/13	30/20	40/26	50/32	60/38	70/44	80/51	
15.25	15.25	15.25	15.25	15.25	15.25	15.25	15.25
11.75	12.55	13.10	13.50	13.70	13.90	14.05	14.05
9.55	10.70	11.50	12.05	12.50	12.80	13.05	13.05
8.05	9.30	10.25	10.90	11.45	11.85	12.15	12.15
6.95	8.25	9.25	10.00	10.60	11.05	11.40	11.40
6.10	7.40	8.40	9.20	9.80	10.30	10.70	10.70
5.50	6.70	7.70	8.50	9.15	9.70	10.10	10.10
4.95	6.10	7.15	7.95	8.60	9.15	9.60	9.60
4.50	5.65	6.60	7.40	8.10	8.65	9.10	9.10
4.15	5.25	6.20	7.00	7.65	8.20	8.65	8.65
3.85	4.85	5.80	6.60	7.25	7.80	8.25	8.25
3.55	4.55	5.45	6.25	6.90	7.45	7.90	7.90
	4.30	5.15	5.90	6.55	7.10	7.55	7.55
	4.05	4.90	5.60	6.25	6.80	7.25	7.25
	3.85	4.65	5.35	6.00	6.55	7.00	7.00
	3.65	4.45	5.10	5.75	6.30	6.75	6.75
	3.45	4.25	4.90	5.50	6.05	6.50	6.50
	3.30	4.05	4.70	5.30	5.80	6.25	6.25
	3.15	3.90	4.50	5.10	5.60	6.00	6.00
		3.75	4.35	4.90	5.40	5.85	5.85
		3.60	4.20	4.75	5.25	5.70	5.70
		3.45	4.05	4.60	5.10	5.55	5.55
		3.30	3.90	4.45	4.95	5.40	5.40
		3.20	3.75	4.30	4.80	5.25	5.25
		3.10	3.65	4.20	4.65	5.10	5.10
			3.55	4.10	4.50	4.95	4.95
			3.45	4.00	4.35	4.80	4.80
			3.35	3.90	4.25	4.65	4.65
			3.25	3.80	4.15	4.55	4.55
			3.15	3.70	4.05	4.45	4.45
			3.10	3.60	3.95	4.35	4.35
				3.50	3.85	4.25	4.25
				3.40	3.75	4.15	4.15
				3.30	3.65	4.05	4.05
				3.20	3.55	3.95	3.95
				3.10	3.45	3.85	3.85
				3.05	3.35	3.75	3.75
					3.30	3.70	3.70
					3.25	3.60	3.60
					3.20	3.50	3.50
					3.15	3.40	3.40
					3.10	3.30	3.30
					3.05	3.20	3.20
Σ_1	84.15	122.30	158.40	194.40	231.25	266.35	304.20
Σ_2	91.95	134.30	174.00	213.60	254.05	292.75	334.80

Σ_1 - Longitud de espaciamento

Σ_2 - Longitud total (espaciamento + anchura de la raya)

FIG. 3.1

RAYAS CON ESPACIAMIENTO LOGARITMICO PARA VELOCIDAD DE ENTRADA DE 50 Km/h Y VELOCIDAD DE SALIDA DE 30 Km/h



3/2

4. OTROS DISPOSITIVOS

4.1 OBRAS Y DISPOSITIVOS DIVERSOS (OD)

Son elementos que se ubican en las inmediaciones o dentro de las vías con el objeto de proteger, encauzar y prevenir al conductor y al peatón.

4.1.1 CLASIFICACION

De acuerdo a su función se pueden encontrar:

- a) Cercas
- b) Defensas
- c) Indicadores de obstáculos
- d) Indicadores de alineamiento
- e) Vialitas, botones y tachuelas
- f) Reglas y tubos guía para vado
- g) Bordos
- h) Vibradores
- i) Guardaganados
- j) Indicador de curva peligrosa

4.1.2 DESCRIPCION Y UTILIDAD

Cercas

Su objetivo principal es evitar que la faja del derecho de vía, sea invadida por construcciones particulares, además evita que los peatones o el ganado atraviesen la vía y los vehículos se incorporen a esta en cualquier punto.

Su altura podrá ser de 1.80 m a 1.90 m y los postes estarán espaciados de 3 a 5 m. Las hay de malla, alambre de púas, muros secos o mampostería.

Defensas

Se emplean en los siguientes casos:

- Proteger los apoyos de pasos superiores de peatones, señales elevadas y en general cualquier otra estructura expuesta a accidentes.
- Evitar la salida de vehículos del camino en curvas peligrosas o en terraplenes altos o balcón.
- Evitar que los vehículos invadan carril contrario.

Los materiales con que se fabrican estos dispositivos son regularmente concreto o metal. extremo de la defensa que queda en dirección al tránsito, sobre todo cuando es metálico deberá empotrarse en el suelo (Fig. 4.A).

Indicadores de obstáculos

Con estos dispositivos se avisa al conductor de la existencia de obstáculos en el sentido de circulación, esta señal se forma con un tablero de 30 x 122 cm colocado sobre su mayor dimensión verticalmente, con franjas en color blanco y negro de 10 cm alternadas inclinadas a 45° , descendiendo hacia la derecha cuando se ubiquen a la derecha y viceversa.

En bifurcaciones el tablero es de 61 x 122 cm con las mismas características en cuanto a color, ancho e inclinación de las franjas solo que a partir del eje vertical de simetría subirán en la dirección del tránsito (Fig. 4.B).

Indicadores de alineamiento

También llamados popularmente fantasmas se emplean entre otras cosas para:

- Delimitar la órbita de una vía de circulación en cambios de alineamiento horizontal.
- Señalar extremos de muros de cabeza de alcantarillas
- Marcar estrechamiento de una vía de circulación

Son postes de color blanco de 1 00 m de largo y sobresalen 75 cm del hombro del camino, se les adiciona una franja reflejante cerca de su extremo superior.

Violetas, Tachuelas y Borones

Son auxiliares de las marcas sobre pavimento y llevan un elemento reflejante en color blanco, rojo o amarillo en una o ambas caras según sea el caso (Fig. 4.C). La tabla 4.A correspondiente a estos dispositivos resume algunas de sus condicionantes.

Reglas y tubos guía para vado

Su objetivo es indicar al usuario del camino el tirante máximo de agua que va a encontrar sobre un vado, para lo cual se utilizan reglas graduadas y fijas a postes.

Éstos tubos y las reglas se colocarán en ambos lados del vado, con una separación longitudinal máxima de 10 m.

Bordos

Son elementos de concreto simple de 12.5 cm de ancho por 10 cm de alto y longitud variable, sobresaliendo 5 cm de la superficie de rodamiento. Su objeto es indicar la proximidad a una isleta o a un obstáculo (Fig.4.D).

Vibradores

Advierten al conductor, mediante la vibración y el ruido producido al cruzarlos, de una condición particular sobre el camino a la que hay que atender, por ejemplo proximidad con cruce ferroviario a nivel, caseta de cobro, etc.(Fig. 4.E).

Se construyen con concreto hidráulico y no deben sobresalir de la superficie de la carpeta.

Guardaganados

Se trata de estructuras construidas para evitar que el ganado invada una vía principal o controlada y se complementarán con la colocación de cercas a lo largo de los límites del derecho de vía.

Indicador de curva peligrosa

Son dispositivos complementarios al señalamiento normal del camino, se instalan principalmente en cambios peligrosos del alineamiento horizontal, buscando obtener una mayor delineación de las curvas que favorezca la maniobra del conductor.

El color de estas señales es de fondo amarillo reflejante y flecha en color negro. El tablero es rectangular y se coloca verticalmente sobre su mayor dimensión. El tamaño de este va de acuerdo con el tipo de camino.

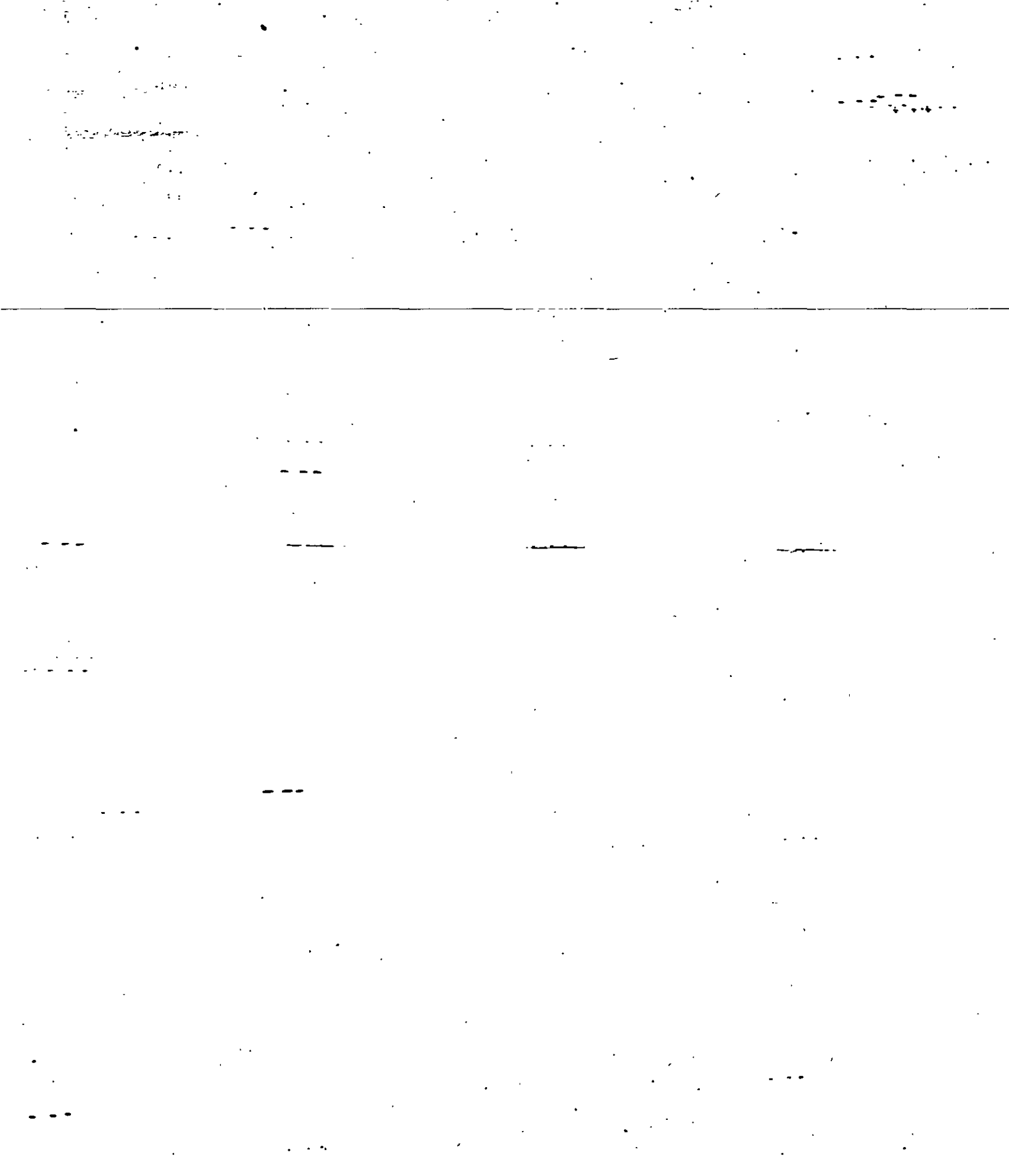


FIG. 4. A

FORMA DE ANCLAJE EN LOS EXTREMOS DE DEFENSAS

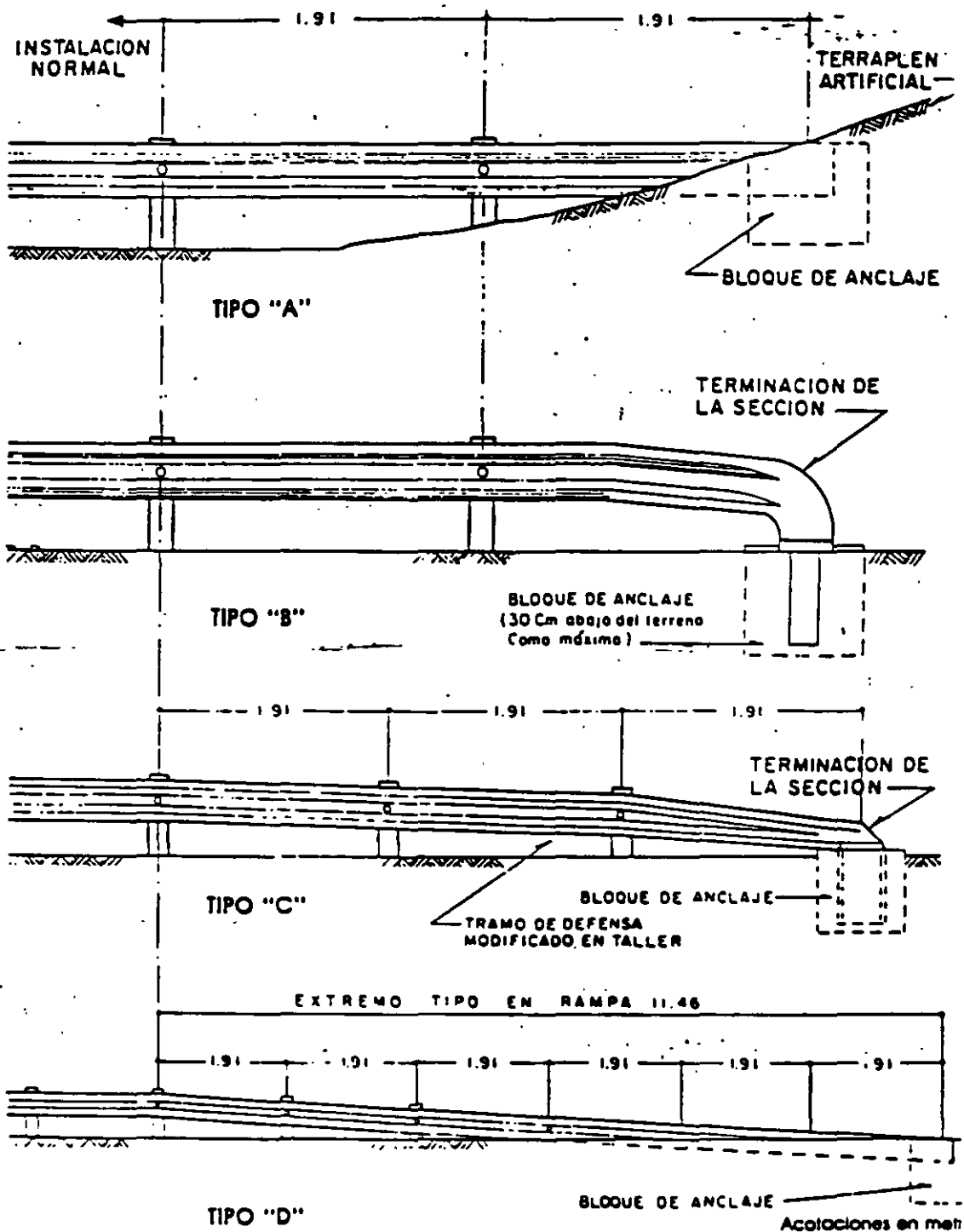
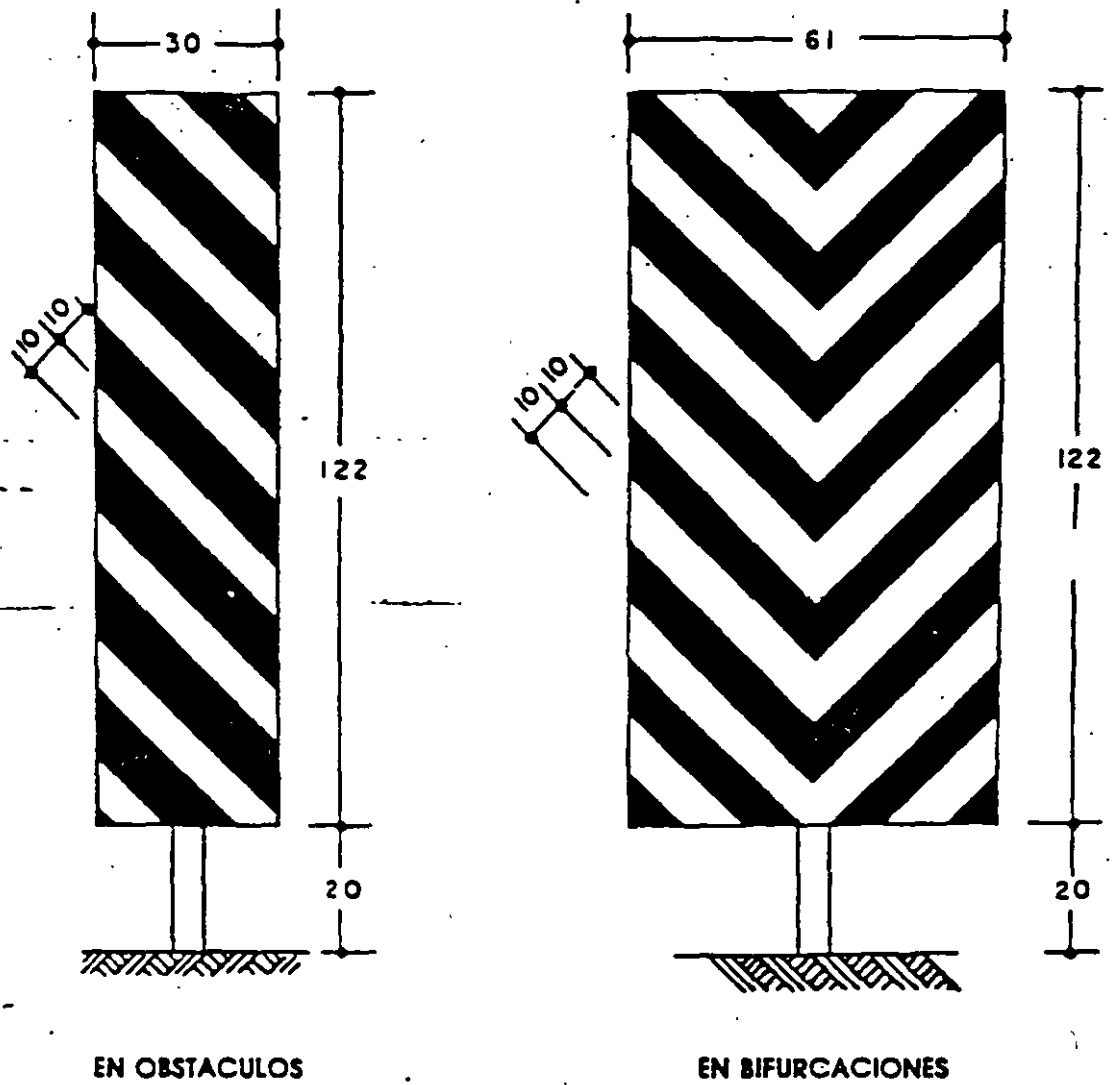


FIG. 4. B INDICADORES DE OBSTACULOS

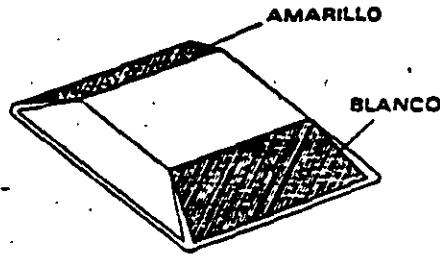


Anotaciones en centímetros

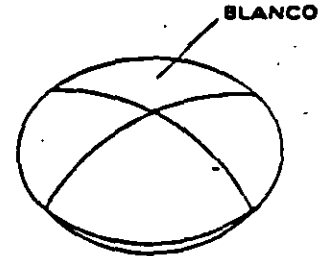
TABLA 4. A UBICACION, COLOR Y COLOCACION DEL REFLEJANTE DE TACHUELAS O BOTONES

Tipo de Marca		Tachuela o botón		
Clave	Nombre	Ubicación	Reflejante	
			Color	Colocación
M-4	Raya central sencilla continua	A cada 10.00 m a partir del inicio de la zona marcada	Rojo	En dos caras
	Raya central sencilla discontinua	Al centro de cada segmento sin marcar de 10.00 metros	Blanco	En dos caras
M-6	Raya central doble continua	A cada 10.00 m en medio de las dos rayas	Rojo	En dos caras
M-7	Rayas separadoras de carriles	A cada 10.00 m desde el inicio de la raya continua	Rojo	Una sola cara
		Al centro de cada segmento sin marcar en raya discontinua	Blanco	Una sola cara
		A cada 10.00 m en rayas para delimitar carriles exclusivos	Rojo	En dos caras
M-8	Rayas en las orillas de la calzada	A cada 15.00 metros	Amarillo	En la cara al tránsito
			Rojo	En contrasentido
M-9	Rayas canalizadoras	A cada 2.00 m sobre la raya que delimita la zona neutral	Amarillo	Una sola cara

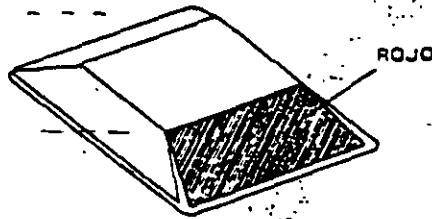
MARCADOR REFLECTORIZADO EN DOS CARAS



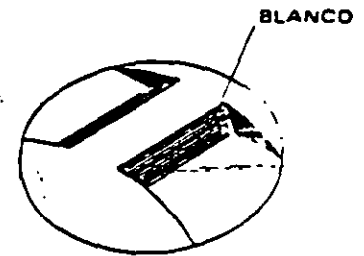
BOTON NO REFLECTORIZADO



MARCADOR REFLECTORIZADO EN UNA CARA



BOTON REFLECTORIZADO EN DOS CARAS



MARCADOR PARA RAYA DE CARRIL DE CONTRASENTIDO

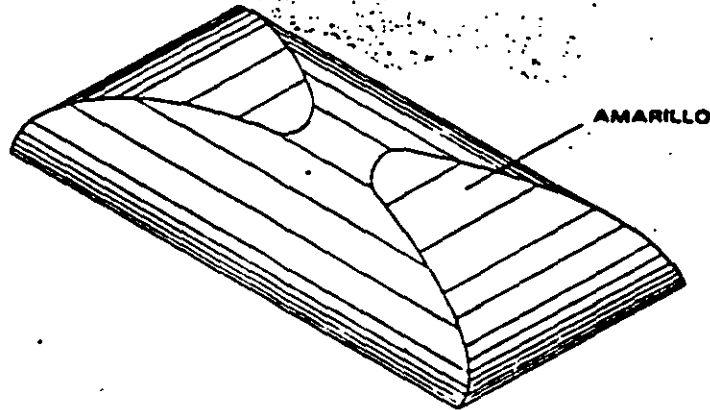
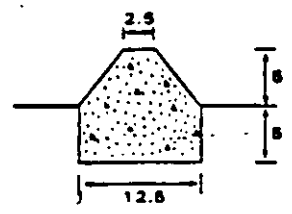
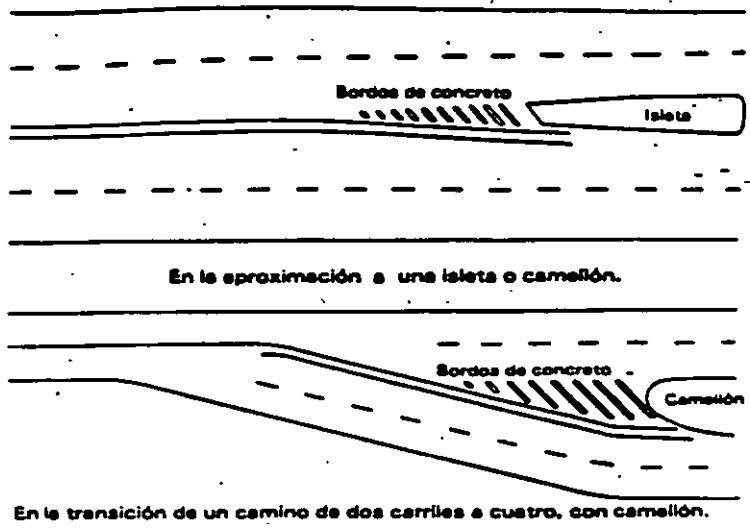


FIG. 4. C Marcadores típicos para pavimento



NOTA: Dimensiones en centímetros

SECCION DE UN BORDO

FIG. 4. D Bordos de concreto

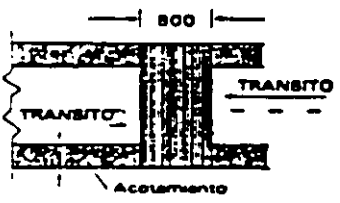
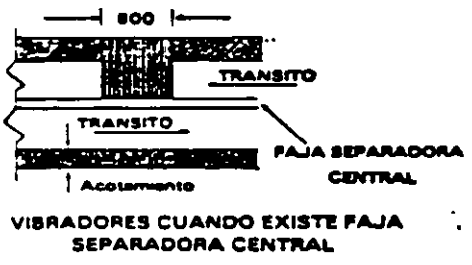
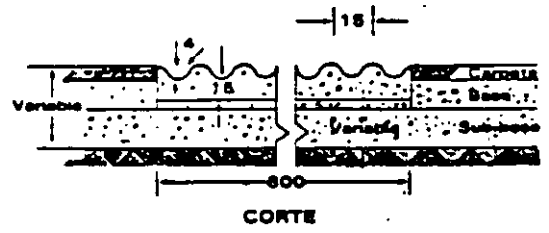


FIG. 4. E Vibradores en zonas urbanas y suburbanas

4.2 DISPOSITIVOS PARA PROTECCION EN OBRAS (DP)

Este señalamiento es de carácter transitorio y tiene por objeto proporcionar seguridad al usuario de la vialidad y al trabajador que realice labores en o adyacente a ésta, además de guiar al tránsito a través de las calles o carreteras en donde se realizan trabajos (Fig. 4.F).

Las actividades que comúnmente se realizan en la vía y sus alrededores y que requieren de este tipo de dispositivo son:

Desyerbe

Desrame de árboles

Desmonte

Desasolve de cunetas

Derrumbes

Reparación de pavimento

Colocación de marcas en el pavimento

Reducción y ampliación de carriles

Desviaciones por excavaciones

Conservación y reparación de semáforos

Limpieza y/o pintura de defensa

Labores de reposición de elementos dañados en accidentes viales

Riego de jardines en isletas o fajas separadoras centrales

Conservación y reparación del sistema de alumbrado vial

La longitud que deberá abarcar la señalización de este tipo de labores, varía de acuerdo al tipo de actividad y al tipo de vía pero en general se recomienda no ser menor de 150 m y mayor de 1000 m, antes de la zona de trabajo.

Como ya se ha mencionado estos dispositivos tienen carácter transitorio por lo que es necesario que permanezcan en el lugar un rango de tiempo que comprenda un periodo de anticipación a la obra y el periodo de trabajos, debiendo ser retirados inmediatamente después de concluidos estos.

La responsabilidad sobre la colocación y retiro de los dispositivos será competencia de las dependencias gubernamentales y/o de la empresa contratista, encargadas de ejecutar las obras.

4.2.1 CLASIFICACION

A estos dispositivos se les puede agrupar atendiendo a su función como sigue:

a) Señales

Preventivas
Restrictivas
Informativas

b) Canalizadores

Barreras
Conos
Indicadores de alineamiento
Marcas en el pavimento
Dispositivos luminosos (linternas, lámparas de destello, luces eléctricas)
Indicadores de obstáculos
Tambos
Banderines

c) Dispositivos manuales

Banderas
Lámparas --

d) Equipo individual de protección

Casco
Chaleco

Cabe señalar con respecto al inciso a de esta clasificación, que los señalamientos tienen la misma forma que los señalamientos convencionales de cada grupo y los símbolos y leyendas algunas veces serán iguales complementándose con otros específicos para indicar aspectos propios de la zona donde se labora.

En cuanto al color, el señalamiento restrictivo conserva las mismas especificaciones del señalamiento convencional de este grupo. En el resto predomina el color naranja en acabado reflejante para el fondo y negro para leyendas caracteres y filete.

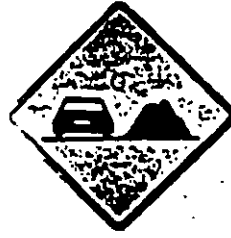
En este último aspecto referente al color el manual del D.D.F.² presenta una variante importante, propone que el color del fondo en estas señales sea anaranjado en acabado mate y el color para los símbolos, leyendas, caracteres y filete sea blanco reflejante (Fig.4.G).

Se recomienda que todas las señales lleven soporte portátil y que el color de este y el reverso del tablero de las señales cuando requieran pintura sea en color gris acabado mate.

DISPOSITIVOS PARA PROTECCION EN OBRAS



DPP



DPP



DPI-7



DPI-7



DPI-7



DPI-8



DPI-8



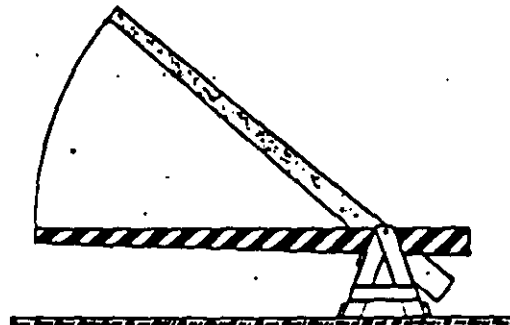
DPI-8



DPI-9

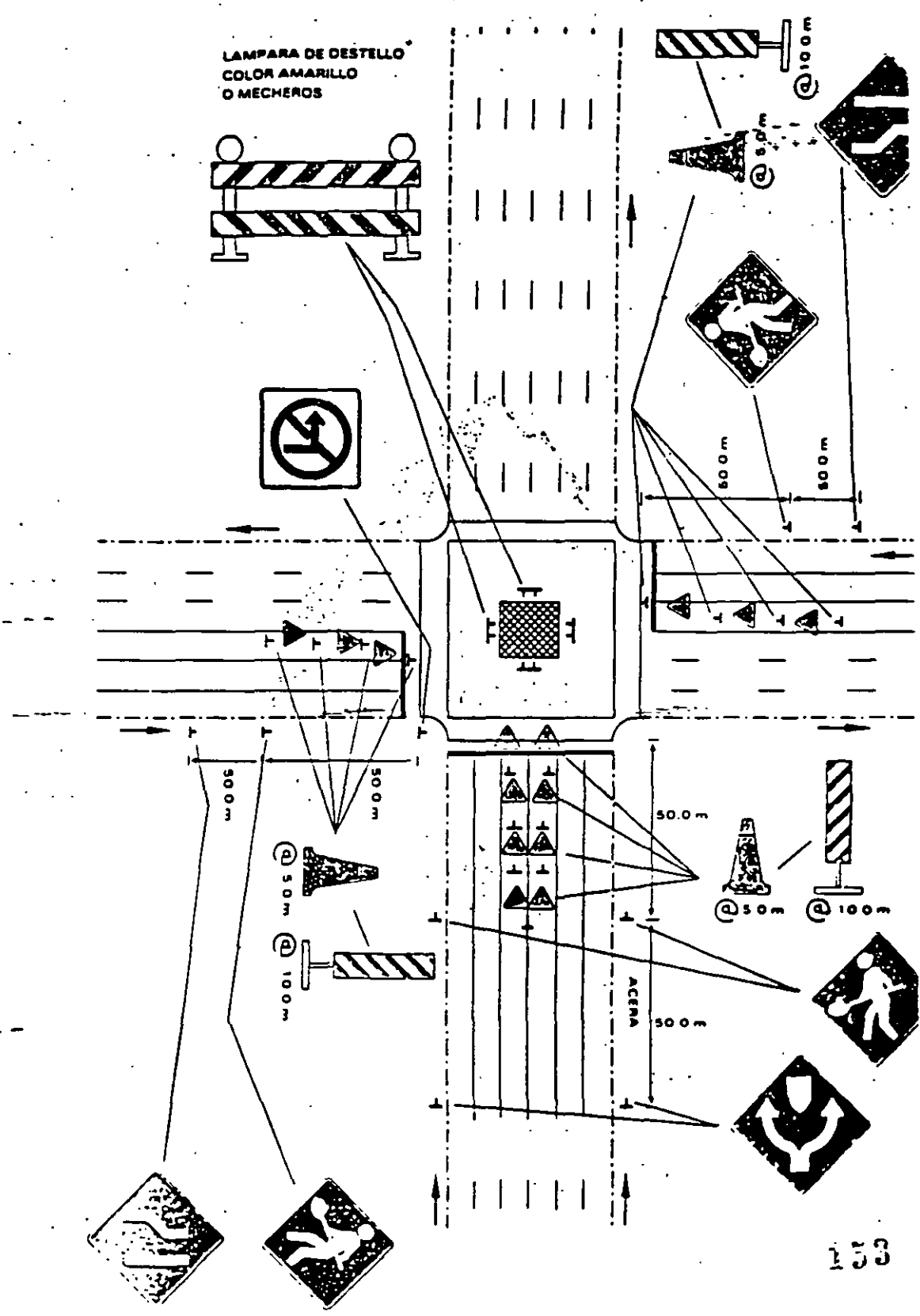


DPC-1



DPC-1

FIG. 4. G



Señalamiento para obras en el centro de intersecciones formadas por

lleva de doble circulación y otra de un solo sentido.

5. SEMAFOROS

5.1 GENERALIDADES

DEFINICION

Dispositivos electromagnéticos y electrónicos proyectados específicamente para facilitar el control del tránsito de vehículos y peatones, mediante indicaciones visuales de luces de colores universalmente aceptados (verde, amarillo, rojo).

OBJETIVO

Permitir el paso, alternadamente en tiempo, a las corrientes del tránsito que se cruzan, logrando el uso ordenado y seguro del espacio disponible.

VENTAJAS

- Ordenar la circulación
- Reducir accidentes
- Mantener circulación continua a través de la sincronización
- Permitir el paso a otras corrientes vehiculares y/o peatonales
- Mayor economía con respecto a otras alternativas de regulación del tránsito.

DESVENTAJAS (CUANDO NO SE JUSTIFICAN AMPLIAMENTE)

- Gastos injustificados
- Demoras injustificadas (no se justifica su existencia o esta mal programado)
- Perdida de respeto por parte del usuario
- Puede haber accidentes por alcance cuando los cambios de color son sorprendivos
- Cuando no se les da mantenimiento, se pueden volver causantes de accidentes
- En intersecciones rurales, estos causan accidentes si no hay avisos previos

5.2 CLASIFICACION

1) SEMAFOROS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO DE VEHICULOS

- SEMAFOROS DE TIEMPO FIJO
- SEMAFOROS ACCIONADOS POR EL TRANSITO
 - TOTALMENTE ACCIONADOS
 - PARCIALMENTE ACCIONADOS

2) SEMAFOROS PARA PASOS PEATONALES

- * EN ZONAS DE ALTO VOLUMEN PEATONAL
- * EN ZONAS ESCOLARES

3) SEMAFOROS ESPECIALES

- ⇒ SEMAFOROS DE DESTELLO
- ⇒ SEMAFOROS PARA REGULAR EL USO DE CARRILES
- ⇒ SEMAFOROS PARA PUENTES LEVADIZOS
- ⇒ SEMAFOROS PARA MANIOBRAS DE VEHICULOS DE EMERGENCIA
- ⇒ SEMAFOROS Y BARRERAS PARA INDICAR LA APROXIMACION DE TRENES
- ⇒ SEMAFOROS PARA PROTECCION EN OBRAS
- ⇒ SEMAFOROS PARA CASSETAS DE COBRO

5.3 PARTES BASICAS DEL SEMAFORO

Cabeza

Es la armadura que contiene las partes visibles del semáforo. Una cabeza puede tener cierto número de caras orientadas en diversas direcciones.

Cara

Conjunto de unidades ópticas (lente, reflector, lámpara y portalámparas). Se recomiendan dos caras por acceso, ya que esto otorga la ventaja de no tener problemas con la visibilidad por la obstrucción de otros vehículos, o por fallas en las lámparas.

El número de caras depende de:

- ⇒ Condiciones locales
- ⇒ Número de carriles
- ⇒ Indicaciones direccionales
- ⇒ Isletas para canalización

Lente

Parte de la unidad óptica que por refracción dirige la luz proveniente de la lámpara y de su reflector en la dirección deseada.

Visera

Elemento que se coloca por encima de las unidades ópticas, con el objeto de evitar que el sol incida sobre las lentes haciéndolas parecer encendidas, también sirven para evitar la visibilidad de las señales emitidas desde otros ángulos a la que no está orientada la cara.

Soporte

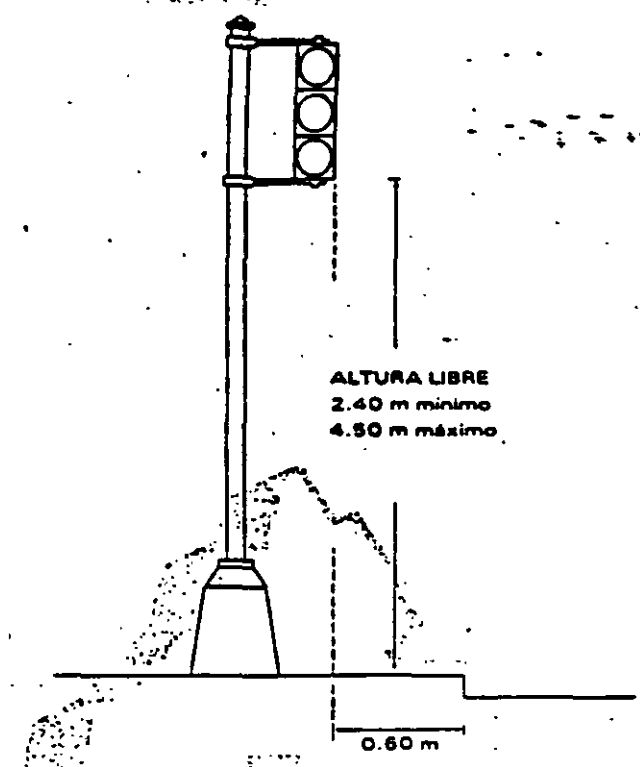
Son las estructuras que se usan para sujetar la cabeza del semáforo, su altura permite situar los elementos luminosos del semáforo en una posición visible al conductor o peatón (Fig. 5.A, 5.B, 5.C, 5.D).

Según su ubicación se clasifican en:

- 1) Ubicados a lado de la vía
 - Postes
 - Ménsulas cortas
- 2) Ubicados dentro o sobre la vía
 - Ménsulas largas sujetas a postes laterales
 - Suspensión por cables
 - Soporte de usos múltiples
 - Postes y pedestales en isletas

Unidad de control

Mecanismo electromagnético o electrónico que sirve para ordenar los cambios de luces en los semáforos.



— FIG. 5. A Semáforo montado en poste con mensula corsa —

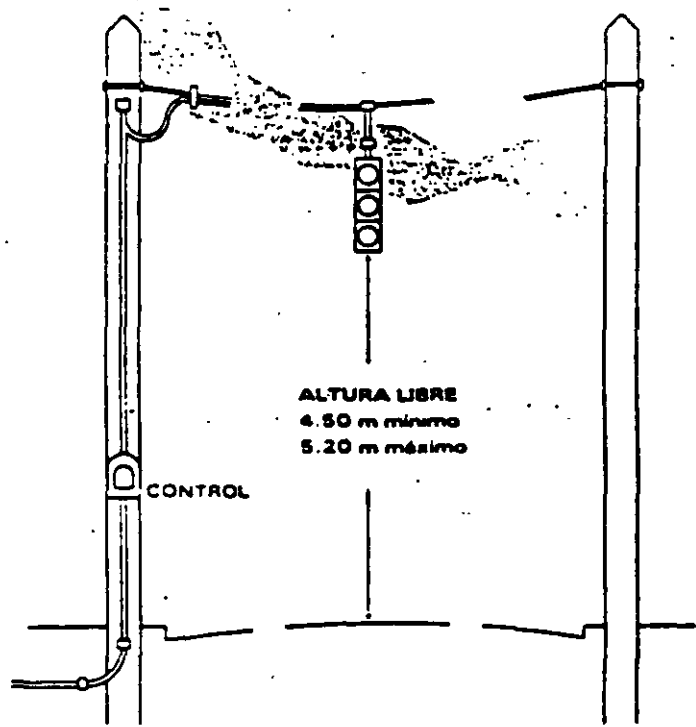


FIG. 5. B Semáforo colgante

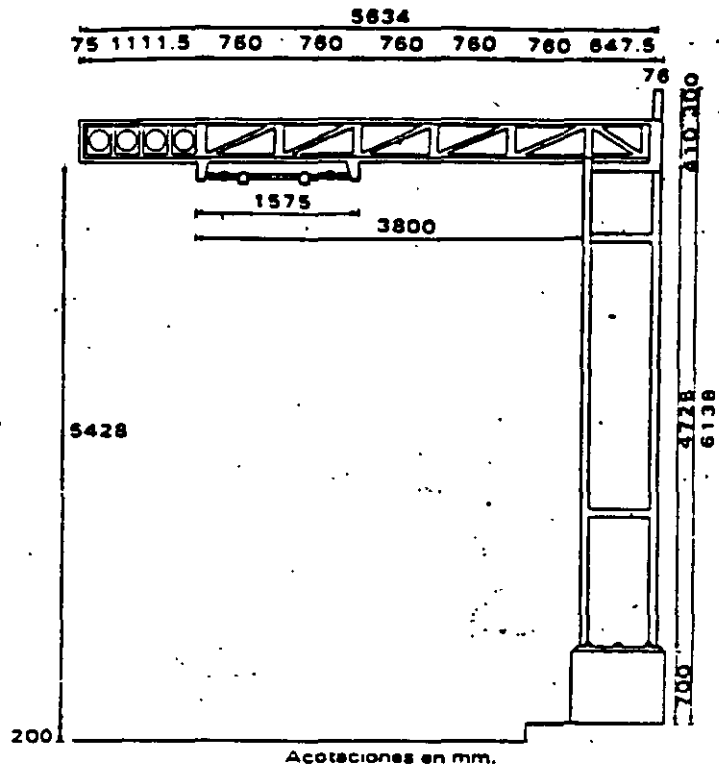


FIG. 5. C Semáforo instalado en U.S.M.

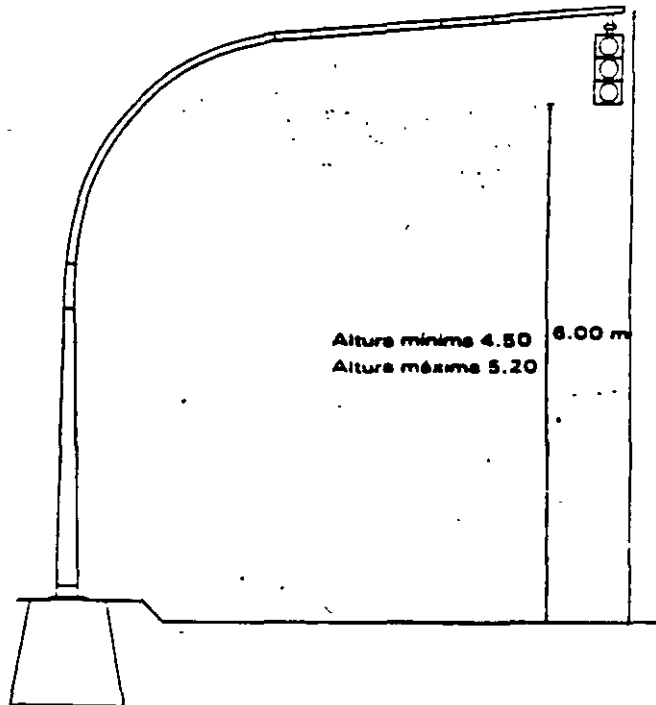


FIG. 5. D Semáforo suspendido en ménsula larga (Látigo)

5.4 INFORMACION DE APOYO PARA LA JUSTIFICACION DE LA INSTALACION DE SEMAFOROS

Esta información se generará básicamente a partir de estudios de Ingeniería de Tránsito que apoyen las decisiones del analista. Entre los estudios a realizar destacan:

- Estudios de volúmenes de tránsito vehiculares en la intersección, por acceso y para un periodo de 16 hrs consecutivas, de un día representativo. Considerando también la obtención de información referente a los movimientos direccionales y la clasificación vehicular.
- Volúmenes de tránsito peatonales para cada cruce en los periodos de máxima demanda vehicular y de máxima intensidad peatonal.
- Velocidad de punto para cada acceso, antes de la intersección.
- Planos que contengan:
 - Alineamiento horizontal y vertical
 - Inventario geométrico y de equipamiento urbano
 - Inventario de señalamiento
 - Inventario de uso del suelo
- Estadísticas y diagramas de accidentes, considerando tipo y características
- Otros datos adicionales como:
 - Demora en vehiculos-segundos por acceso
 - Número y distribución de intervalos entre grupos de vehiculos de la calle principal con respecto a la secundaria.

5.5 CONCEPTOS BASICOS

Indicación de señal.- es el encendido de una o varias luces del semáforo.

Ciclo o longitud de ciclo.- tiempo necesario para una secuencia completa de todas las indicaciones del semáforo.

Intervalo.- cualquiera de las divisiones del ciclo, en la cual no cambian las indicaciones de señal del semáforo.

Intervalo de cambio de fase.- intervalo que puede consistir solamente en un intervalo de cambio ámbar o que puede incluir un intervalo adicional de despeje de todo rojo.

Intervalo de despeje.- tiempo de exposición de la indicación ámbar del semáforo que sigue al intervalo verde. es un aviso de precaución para pasar de una fase a la siguiente.

Intervalo de todo rojo.- indicación roja para todo el tránsito que se prepara a circular. Es un tiempo adicional que permite despejar la intersección y es útil aplicarlo en intersecciones muy amplias. Otro uso que se le da es para proporcionar una fase exclusiva para peatones.

Fase.- parte del ciclo asignada a cualquier combinación de uno o más movimientos que reciben simultáneamente el derecho de paso, durante uno o más intervalos. Esta comienza con la pérdida del derecho de paso de los movimientos que entran en conflicto con los que lo ganan. Un movimiento pierde el derecho de paso en el momento de aparecer la indicación de ámbar.

Secuencia de fases.- orden predeterminado en que ocurren las fases del ciclo.

Movimiento.- maniobra o conjunto de estas en un acceso, que tienen el derecho de paso simultáneamente y forman una misma fila.

Reparto.- porcentaje de la longitud del ciclo asignado a cada una de las diversas fases.

5.6 SEMAFOROS DE TIEMPO FIJO

Utilidad

- **En intersecciones de tránsito relativamente estables**
- **Donde las variaciones de intensidad se pueden adaptar a un programa previsto sin ocasionar demora o congestión**
- **Para adaptarse a un sistema de sincronización ya que tienen las siguientes ventajas:**
 1. **Facilitan la coordinación con semáforos adyacentes**
 2. **No dependen de los detectores, no afectan al tránsito en su instalación**
 3. **Costo de adquisición menor y conservación más sencilla con respecto a los accionados**
- **Para intersecciones aisladas (en algunos casos)**
- **Se puede adicionar a su control el mecanismo de sincronización cuando se requiera o cuando exista supervisión de un control maestro.**

En ocasiones su control puede contener dos o tres programas, para adaptarse con más flexibilidad a las variaciones del tránsito.

Requisitos para su Instalación

1.- Volumen mínimo de vehículos

Intensidad del tránsito entre las vías que se cruzan, si se presenta en cualquier hora de un periodo de ocho horas de un día representativo de acuerdo a la siguiente tabla:

REQUISITO (1) VOLUMEN MINIMO

NUMERO DE CARRILES DE CIRCULACION POR ACCESO		VEH/HR EN LA CALLE PRINCIPAL (TOTAL EN AMBOS ACCESOS)		VEH/HR EN EL ACCESO DE MAYOR VOLUMEN DE LA CALLE SECUNDARIA (UN SOLO SENTIDO)	
CALLE PRINCIPAL	CALLE SECUNDARIA	URBANO	RURAL	URBANO	RURAL
1	1	500	350	150	105
2 o más	1	600	420	150	105
2 o más	2 o más	600	420	200	140
1	2 o más	500	350	200	140

2.- Interrupción del tránsito continuo

Cuando el tránsito de la calle secundaria puede sufrir riesgo o demora. Bajo la misma situación anterior y si no se rompe la circulación progresiva del tránsito. Deberá tenerse en cuenta los requisitos establecidos en la siguiente tabla:

REQUISITO (2) VOLUMEN MINIMO DE VEHICULOS

NUMERO DE CARRILES DE CIRCULACION POR ACCESO		VEH/HR EN LA CALLE PRINCIPAL (TOTAL EN AMBOS ACCESOS)		VEH/HR EN EL ACCESO DE MAYOR VOLUMEN DE LA CALLE SECUNDARIA (UN SOLO SENTIDO)	
CALLE PRINCIPAL	CALLE SECUNDARIA	URBANO	RURAL	URBANO	RURAL
1	1	750	525	75	53
2 o más	1	900	630	75	53
2 o más	2 o más	900	630	100	70
1	2 o más	750	525	100	70

NOTA *1: si la velocidad media para el 85% del tránsito en la calle principal excede de 60 km/h o si la intersección esta ubicada en una población de menos de 10,000 habitantes el requisito se reduce al 70 %.

3.- Volumen mínimo de peatones

Si en cualquier hora de un período de 8 hrs de un día representativo sucede que hay:

- 600 o más vehículos por hora en ambos sentidos en la calle principal

- 1000 o más vehículos por hora en la calle principal con camellón

ambos casos con cruce de 150 a más peatones por hora en el cruce de mayor volumen.

Considerar en este caso lo establecido en la nota *1.

Si se trata de una intersección aislada, el semáforo debe ser accionado, con botón para el uso de peatones.

4.- Circulación progresiva

Este requisito es para calles aisladas de un sentido de circulación o para calles de doble sentido cuando se quiera lograr un grado de control, agrupamiento, velocidades, etc.

5.- Antecedentes acerca de accidentes

Este requisito debe acompañarse de cualquiera de los anteriores, además podrá satisfacerse también si:

- Otros medios menos restrictivos no han dado resultado
- Si han sucedido 5 o más accidentes en los últimos 12 meses y cuyo tipo es posible evitar con semáforos
- Si hubo heridos o daños físicos con valor mayor a 30 veces salario mínimo
- Si la instalación del semáforo no desorganiza la circulación progresiva del tránsito

Tratándose de una intersección aislada, deben ser totalmente accionados.

6.- Combinación de los requisitos anteriores

Cuando ningún requisito de los mencionados cumple en un 100 % pero dos o más se satisfacen en un 80 %, entonces se justifican.

Si se recurre a este último requisito (6) es necesario probar otros métodos de menor demora para el tránsito.

5.7 SEMAFOROS ACCIONADOS POR EL TRANSITO

Se caracterizan por que la duración de los ciclos responde, a las variaciones de la demanda del tránsito vehicular, la cual es registrada por aparatos detectores conectados al control del semáforo. El control se ajusta continuamente con respecto a la duración del ciclo y su reparto para satisfacer la demanda.

El control es denominado "semiaccionado" cuando los detectores se colocan solo en algunos accesos, "accionado", cuando existen detectores para todos los accesos. Existe además, un tercer tipo de control cuando las indicaciones en un grupo de controles locales varían de acuerdo con información recibida sobre las fluctuaciones vehiculares, suministrada a un control maestro por detectores colocados en puntos claves.

Los factores a analizar, para justificar la instalación de semáforos accionados por el tránsito son:

a) *Volumen de Vehículos*

Donde existen condiciones que justifican la instalación de un semáforo pero el volumen no es suficiente para justificar uno de tiempo fijo.

b) *Movimiento Transversal*

Cuando el volumen de tránsito en una calle principal es considerable y no permite la circulación de la calle transversal.

Cuando el volumen de la calle secundaria también es intenso y demanda su propio derecho de paso con mayor frecuencia, en cuyo caso habrá que establecer los límites de su lapso de verde.

c) *Horas de Máxima Demanda*

Si existen fluctuaciones altas de volúmenes en periodos muy cortos, aquí también habrá que realizar la justificación económica.

d) *Peatones*

Si se tienen volúmenes mínimos de peatones, ya que la circulación vehicular se detendrá cuando los peatones pidan el paso.

e) *Accidentes*

Cuando solo se satisfaga el requisito de antecedentes de accidentes, que se especifica para semáforos de tiempo fijo, incluso donde esta estadística sea inferior, cuidando que los resultados de su instalación sean positivos.

f) *Variaciones Constantes en las Fluctuaciones del Tránsito*

Si a lo largo del día la distribución de volúmenes horarios es muy variable.

g) *Intersecciones Complejas*

Casos de puntos donde se requieren fases múltiples, con la ventaja de que se puedan eliminar fases cuando no exista demanda.

h) Sistemas Progresivos

Cuando por razones de espaciamiento y otras características de la intersección un **afon** de tiempo fijo no se ajuste a un sistema progresivo.

i) Cruces de Peatones Fuera de la Intersección

En los cruces con alta concentración momentánea de peatones, como por ejemplo, cerca de zonas escolares o centros de espectáculos, cuyos accesos estén alejados de una intersección, pueden utilizarse semáforos que sean accionados por los peatones.

j) Accesos a Vehículos de Emergencia

Similar a lo anterior solo que este caso, es el vehículo de emergencia el que acciona el detector.

6. MEDIOS LEGALES PARA REGULAR EL TRANSITO GENERAL

6.1 ANTECEDENTES

El hecho de que cientos o miles de personas de diferentes características y con distintos intereses se movilicen cada día compartiendo los sistemas viales, hace imprescindible la existencia de leyes y reglamentos que organicen y definan las actitudes, comportamientos y toma de decisiones de los usuarios de la vialidad.

El reglamento de tránsito es un documento que contiene la colección de ordenes y reglas que rigen la circulación y se deriva de una ley o resolución equivalente de carácter más general que es promulgada por la autoridad legislativa de un país, un estado o sus subdivisiones políticas.

En México los artículos 21 y 115 Constitucional otorgan facultades a los municipios a través de sus entidades federativas para hacerse cargo entre otros aspectos de los servicios de tránsito, a su vez estos pueden también, respaldarse en las disposiciones de la Ley Orgánica de los Municipios del Estado para realizar acciones en este campo.

En el caso específico del Distrito Federal el reglamento es expedido por la Asamblea de Representantes del Distrito Federal, en ejercicio de la facultad que le confiere el artículo 73 base 3ª, inciso a) de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

Es así como se explica que en México cada municipio o cada estado, dependiendo en que se dé la prestación del servicio, desarrolle sus propios reglamentos.

Sin embargo a pesar de la diversidad que se pudiera encontrar derivada de la situación anterior, se busca una tendencia no solo nacional sino internacional de reglamentar aspectos comunes a cualquier ciudad de manera "estandarizada", de forma similar a lo que se persigue con el señalamiento, debido a que la circulación no solo es de interés de los habitantes nacionales sino también del extranjero que nos visita. De hecho existe un documento desarrollado hace ya algunos años por un organismo de carácter internacional el COMMITTEE ON TRAFFIC AND SAFETY postenormente denominado COMMITTEE ON HIGHWAY OPERATIONS (1976).

Este documento reúne los aspectos discutidos en la convención de Viena en 1968, los códigos sobre estándares vehiculares de Estados Unidos de América y leyes y experiencias de muchos países miembros del OAS (OEA) entre los que destaca nuestro país.

El modelo de reglamento de tránsito fue desarrollado como una guía o modelo para los países de América en el campo de las regulaciones del tránsito. Ya que este documento no pretende ser asimilado palabra por palabra, condiciones o aspectos específicos de un lugar o país deberán de ser analizados y adicionados de ser necesario.

La legislación sobre tránsito en general se debe basar en las siguientes características: Uniforme, Normativa y Básica.

Uniforme.- Buscando dentro de lo posible observar las mismas leyes para toda una nación aun tomando en cuenta que pudieran existir diferencias regionales. Es importante visualizar el problema del tránsito de forma integral y racional. La característica de uniformidad es aplicable a niveles internacionales.

Normativa.- El hecho de manejar términos legales puede hacer pensar que estos preceptos fuesen represivos en su mayoría, pero en sí su carácter es el de solo normar, puesto que los actores sujetos a las reglas de tránsito no son delincuentes en general.

Básica.- Dentro del conjunto de reglas enfocadas al tránsito, deberemos distinguir aquellas que son fundamentales de otras que son secundarias o accesorias, puesto que las primeras tenderán a ser permanentes y por tanto no registrarán alteraciones. Es recomendable que las leyes en materia de tránsito solo contengan las disposiciones básicas dejando las secundarias a los reglamentos, que tienen la facilidad de actualizarse y modificarse.

Es importante no establecer reglas o restricciones en este campo, sino existe seguridad que el usuario las cumplirá, este problema podría superarse en parte si se implementa un programa de vigilancia cuyo objetivo sea buscar la asimilación gradual de la nueva restricción.

6.2 EL REGLAMENTO DE TRANSITO EN NUESTRO PAIS

GENERALIDADES

Como ya se ha mencionado los reglamentos de tránsito en México pueden ser elaborados por los municipios cuando estos tienen encargadas directamente las actividades del tránsito o por los estados bajo la misma situación.

El contenido de los reglamentos en cuanto a los tópicos generales es muy similar, pero suelen variar de región a región o de ciudad a ciudad, en la profundidad y enfoque que se da a los diferentes aspectos a tratar, de tal forma que no podemos afirmar que existe una total homogeneización de los reglamentos de tránsito a nivel nacional.

El reglamento a través de sus artículos plantea derechos, obligaciones, prohibiciones, requisitos, controles, procedimientos, sanciones e información de orientación, es por ello que el reglamento representa una buena fuente para enriquecer la educación vial del usuario.

Sin embargo no es desconocido que tal información no sea considerada como importante para nuestros habitantes, de hecho existe una tendencia equivocada a creer que la información del reglamento debe ser del interés del oficial de tránsito.

En esta escala de valoración es también palpable que el peatón opine, que en todo caso el reglamento está hecho para el conductor. Todos estos razonamientos parten en primer lugar de la poca atención e importancia que ha existido en nuestro país hacia los aspectos de educación vial.

Las consecuencias se pueden resumir en dos grandes situaciones:

- 1ª : Que tal desconocimiento de las normas que debemos observar como usuarios de una vialidad compleja y dinámica, nos lleve a cometer errores de diferente gravedad en perjuicio de terceros o de nosotros mismos.
- 2ª : Que seamos víctimas de la corrupción debido a nuestra ignorancia sobre la aplicación y contenido de los reglamentos.

Aunque no es necesario tener una memorización exacta de cada artículo, cuando menos una lectura rápida dejará un conocimiento de utilidad para posteriores eventos en los que nos veamos involucrados.

CONTENIDO GENERAL DE LOS REGLAMENTOS

Los tópicos generales que la mayoría de los reglamentos toman en cuenta dentro de su contenido son:

- ⇒ Disposiciones de orden general
- ⇒ Derechos y obligaciones de los peatones, escolares y ciclistas
- ⇒ Clasificación de los vehículos
- ⇒ Control y registro de vehículos
- ⇒ Equipo con que deberán contar los vehículos
- ⇒ Requisitos para el otorgamiento de licencias para conducir
- ⇒ Significado y obediencia de señales para el control del tránsito
- ⇒ Clasificación de las vías públicas
- ⇒ Normas de circulación en la vía
- ⇒ Estacionamiento en la vía pública
- ⇒ Normas aplicables a la actividad del servicio de transporte público
 - Transporte público de pasajeros
 - Transporte de carga
- ⇒ Aspectos referentes a la educación vial
- ⇒ Accidentes de tránsito
- ⇒ Controles administrativos
 - Sistemas de control
 - Obligaciones de los agentes
- ⇒ Sanciones

En algunas ciudades se ha tomado en cuenta un nuevo tema de interés general y de gran importancia por las consecuencias que se derivan de él, por lo que se le ha dado un espacio especial dentro del contenido de sus reglamentos; este tema es el que tiene que ver con las Medidas para la Preservación del Medio Ambiente y Protección Ecológica, debido a que los vehículos, objetos relevantes dentro del tránsito, suelen ser una de las potenciales fuentes de contaminantes.

Este tema de reciente consideración es común encontrarlo reglamentado en ciudades donde los problemas debidos a la contaminación ambiental han alcanzado grados preocupantes y se buscan todos los medios de control posibles.

BREVE REPASO AL CONTENIDO DE ALGUNOS ARTICULOS DEL REGLAMENTO DE TRANSITO DEL DISTRITO FEDERAL

El Reglamento de Tránsito del Distrito Federal, abarca todos los tópicos generales mencionados en el subtema anterior, por lo que el objetivo en este punto es dar una idea de la forma y contenido específico de algunos sus artículos o fracciones interesantes de estos.

Capítulo II .- De los Peatones, Escolares y Ciclistas

Obligaciones de los peatones

Artículo 5. - Los peatones, al circular en la vía pública, acatarán las prevenciones siguientes:

- I.- No podrán transitar a lo largo de la superficie de rodamiento de ninguna vía primaria, ni desplazarse por esta en vehículos no autorizados;
- II.- En las avenidas y calles de alta densidad de tránsito queda prohibido el cruce de peatones por lugares que no sean esquinas o zonas marcadas para tal efecto;
- III.- En intersecciones no controladas por semáforos o agentes, los peatones deberán cruzar únicamente después de haberse cerciorado que pueden hacerlo con toda seguridad;
- IV.- Para atravesar la vía pública por un paso de peatones controlado por semáforo o agentes, deberán obedecer las respectivas indicaciones;
- V.- No deberán invadir intempestivamente la superficie de rodamiento;
- VI.- En cruceros no controlados por semáforos o agentes, no deberán cruzar frente a vehículos de transporte público de pasajeros detenidos momentáneamente;
- VII.- Cuando no existan aceras en la vía pública, deberán circular por el acotamiento y, a falta de éste, por la onlla de la vía, pero en todo caso procurarán hacerlo dando el frente al tránsito de vehículos;
- VIII.- Para cruzar una vía donde haya puentes peatonales, están obligados a hacer uso de ellos;
- IX.- Ningún peatón circulará diagonalmente por los cruceros, y
- X.- Los peatones que pretendan cruzar una intersección o abordar un vehículo no deberán invadir el arroyo, en tanto no aparezca la señal que permita atravesar la vía o no llegue dicho vehículo.

Capitulo III

De los Vehículos

Sección Tercera/Equipo

Cinturones de Seguridad

Artículo 33.- Todos los Vehículos a que se refiere los incisos d) (automóviles) y e) (camionetas) de la fracción I del artículo 21, deberán contar en los asientos delanteros con cinturones de seguridad.

Capitulo IV

De las Medidas para la Preservación del Medio Ambiente y Protección Ecológica

Verificación de Emisión de Contaminantes

Artículo 42.- Los vehículos automotores registrados en el Distrito Federal deberán ser sometidos a verificación de emisión de contaminantes, en los periodos y centros de verificación vehicular que para tal efecto determine el Departamento.

Capitulo V

De las Licencias y Permisos para Conducir

Obligatoriedad de Portar Licencia

Artículo 53.- El conductor de un vehículo automotor deberá obtener y llevar consigo la licencia o permiso respectivo vigentes para conducir el vehículo que corresponda al propio documento.

Capitulo VI

De las Señales para el Control del Tránsito

Instalación de Dispositivos Cuando se Realicen Obras en las Vías Públicas

Artículo 68.- Quienes ejecuten obras en las vías públicas están obligados a instalar los dispositivos auxiliares para el control del tránsito en el lugar de la obra, así como en su zona de influencia, la que nunca será inferior a 20 metros, cuando los trabajos interfieran o hagan peligrar el tránsito seguro de peatones o vehículos.

Capítulo VII

Sección Segunda/ De las Normas de Circulación en la Vía Pública

Prohibiciones a los Automovilistas

Artículo 76.- Los conductores, sin perjuicio de las demás restricciones que establezca el presente ordenamiento, deberán respetar las siguientes prohibiciones:

I.- Transportar personas en la parte exterior de la carrocería o en lugares no especificados para ello;...

VII.- Cambiar de carril dentro de los túneles, de los pasos a desnivel y cuando exista rayo continuo delimitando los carriles de circulación, ...

Caravanas de Vehículos y Manifestaciones

Artículo 79.- Para el tránsito de caravanas de vehículos y peatones, se requiere de autorización oficial solicitada con la debida anticipación.

Tratándose de manifestaciones de índole política, solo será necesario dar aviso a la autoridad correspondiente con la suficiente antelación, a efecto de adoptar las medidas tendientes a procurar su protección y a evitar congestionamientos viales.

Glorietas

Artículo 84.- En las glorietas donde la circulación no este controlada por semáforos los conductores que entren a la misma, deben ceder el paso a los vehículos que ya se encuentran circulando en ella.

Limitaciones al Tránsito

Artículo 88.- Los conductores de vehículos de motor de cuatro o más ruedas deberán respetar el derecho que tienen los motociclistas para usar un carril de tránsito.

Vuelta Continua a la Derecha

Artículo 96 - La vuelta a la derecha siempre será continua, excepto en los casos donde existan señales restrictivas ...

Sección Tercera/Del Estacionamiento en la Vía Pública

Prohibición de Apartar Lugares

Artículo 104.- Queda prohibido apartar lugares de estacionamiento en la vía pública, así como poner objetos que obstaculicen el mismo, los cuales serán removidos por los agentes.

Corresponde al Departamento establecer zonas de estacionamiento exclusivo, de conformidad con los estudios y resoluciones que sobre el particular se realicen, así como zonas de cobro.

Capítulo VIII

De la Prestación del Servicio Público de Transportes

Sección Primera/ Del Transporte Público de Pasajeros

Sitios, Bases de Servicio y Cierres de Circuito

Artículo 109.- ...Queda prohibido a los propietarios y conductores de vehículos de servicio público de transporte utilizar la vía pública como terminal.

Prohibición en el Abastecimiento de Combustible

Artículo 115.- Los vehículos que presten el servicio público para el transporte de pasajeros no deberán ser abastecidos de combustible con pasajeros a bordo.

Capítulo IX

De la Educación e Información Vial

Convenios con Organizaciones para la Impartición de Cursos de Educación Vial

Artículo 129.- El Departamento, dentro de su ámbito de competencia, procurará coordinarse con organizaciones gremiales, de permisionarios o concesionarios del servicio público, así como con empresas, para que coadyuven en los términos de los convenios respectivos a impartir los cursos de educación vial.

Capítulo XI

De los Controles Administrativos y Obligaciones de los Agentes de Policía

Sección Primera/ De los Controles Administrativos

Estadística por Accidentes

Artículo 136.- El Departamento registrará y publicará periódicamente los datos estadísticos relativos al número de accidentes, su causa, número de muertos y lesionados en su caso, así como el importe estimado de los daños materiales, y otros que estime convenientes, para que las áreas competentes tomen acciones para abatir los accidentes y difundir las normas de seguridad.

INFRACCIONES Y SANCIONES

Las infracciones relativas al Reglamento de Tránsito, se definen como la contravención o transgresión de las reglas o restricciones de la circulación.

Los motivos por los que un usuario de la vialidad puede infringir la reglamentación son muy variadas pudiendo estar relacionados con su carácter, comportamiento, estado de ánimo o nivel de conocimiento de las reglas o normas, etc.

Las infracciones producen muchos inconvenientes al tránsito en general y pueden tener como resultado desde una desagradable molestia a terceros, ser motivo de congestión o reducir la capacidad de las vías o provocar accidentes.

Cuando se ha cometido una infracción esta puede ser objeto de sanción si el reglamento lo estipula, las sanciones pueden ser cubiertas en forma del pago de una multa o incluso con un arresto temporal.

Para el caso del pago de una multa cada reglamento establece sus límites, prevaleciendo hoy en día para la mayoría de los reglamentos en nuestro país, un rango de 1 a 5 días de salario mínimo general correspondiente al lugar donde se sanciona.

A continuación se listan algunos ejemplos tomados del Reglamento de Tránsito del Distrito Federal, de faltas que son objeto de sanción, pero que también tienen la característica de que raras veces se les aplica multa en la realidad.

TIPO DE VEHICULO Y FALTA	ARTICULO QUE SE INFRINGE	MONTO DE LA SANCION EN SALARIOS MINIMOS DIARIOS
BICICLETAS		
No transitar por la extrema derecha	14	1
MOTOCICLETAS		
No usar los conductores anteojos protectores o similar cuando su vehículo carezca de parabrisas	74	1
RAYAS SEPARADORAS DE CARRILES		
Transitar innecesariamente sobre las rayas separadoras de carriles	76	1
REBASAR		
No conservar su derecha o aumentar la velocidad cuando lo vayan a rebasar	89	1
Rebasar sin anunciarse con la luz direccional o el ademán correspondiente	89 y 93	1
RUIDO EXCESIVO		
Producir ruido excesivo por modificaciones al silenciador o instalación de otros dispositivos o por aceleración innecesaria	52	3
VELOCIDAD		
Entorpecer la vialidad por transitar a baja velocidad	80	1
SITIOS		
No atender debidamente al público usuario	111	1
CARRIL DERECHO		
No transitar por el carril derecho	119	1
EQUIPOS MANUALES DE REPARTO O DE VENTA AMBULANTE DE PRODUCTOS		
Transitar por la superficie de rodamiento en las arterias principales	125	1

Es importante resaltar que en la mayoría de los reglamentos se otorga un trato especial a infractor cuyo ingreso no le permite cubrir el monto de las sanciones, siempre y cuando demuestre lo anterior y realice el pago de la diferencia dentro del periodo establecido en el propio reglamento

¿QUIENES DEBEN PARTICIPAR EN LA ELABORACION DE LOS REGLAMENTOS,

La naturaleza "legal" que va implícita en este tipo de documentos, nos hace pensar que los principales y únicos involucrados en la elaboración de los reglamentos, serían profesionales de las ramas que manejan aspectos legales y existen en nuestro país varios ejemplos donde esta apreciación se ha cumplido, sin embargo es importante hacer notar que este tipo de documentos deben ser en estos tiempos, un producto elaborado con la participación de un grupo más interdisciplinario que englobe no solo a los especialistas anteriores, si no que se tome en cuenta con la aportación de especialistas en las ramas de vialidad, tránsito e incluso transportes, pues son quienes conocen el diseño, operación y grado de funcionalidad de estos sistemas y por tanto límites y alcances de los mismos. Tomando en cuenta esto podemos asegurar:

- Cubrir en su totalidad los aspectos que deben ser objeto de normatividad.
- Determinar los parámetros para restricciones o prohibiciones con un esquema acorde a la realidad.
- Evitar la imposición de reglas arbitrarias y extrañas.
- Aportar ideas que a través de la normatividad contribuyan a mejorar los sistemas viales.

Los agentes u oficiales de tránsito también deben tomar parte para establecer mejoras a las leyes y reglamentos en esta área. Ellos están cerca del problema y son los primeros en detectar si la normatividad no es adecuada para determinadas situaciones.

Otros grupos que también pueden aportar valiosa información, si se les invita a participar, son los distintos sectores de la población (transportistas urbanos, empresarios de transportes, trabajadores del volante, agrupaciones de personas disfuncionales físicamente, asociaciones de colonos, etc.), dichas aportaciones pueden ser recabadas a través de foros y/o reuniones con la ventaja de que se da la oportunidad para que la población de manera directa, tenga conocimiento de la existencia y contenido del reglamento.

La responsabilidad compartida con la ciudadanía asegurará un mayor éxito.

6.3 MEDIDAS PARA LOGRAR EL CUMPLIMIENTO DE LOS REGLAMENTOS DEL TRANSITO

Derivado del conocimiento de que no todos estamos dispuestos a obedecer y/o no todos conocemos las reglas en materia de circulación vial, ha sido necesario visualizar formas tendientes a resolver estos dos problemas por lo que se han implementado dos tipos de medidas, las Coercitivas y las Educativas.

Medidas Coercitivas

Constituyen en sí, la amenaza de la aplicación de sanciones por medio de agentes de tránsito y tribunales de justicia.

Los agentes u oficiales de tránsito son los directamente involucrados en la función de vigilar el cumplimiento de las normas del tránsito por parte del usuario.

Se puede decir que en general desempeña tres funciones esenciales:

1) Dar parte de los accidentes de tránsito

- * darse cuenta de los sucesos ocurridos
- * determinar los motivos
- * registrar los datos necesarios
- * establecer las medidas necesarias para evitar mayores complicaciones, una vez ocurrido el accidente

2) Orientar y dirigir el tránsito

- * contestar preguntas del usuario de la vialidad
- * dar indicaciones sobre lo permitido y lo no permitido
- * organizar y dar la jerarquía de paso a los flujos de tránsito, en puntos congestionados o donde los dispositivos de control fallen

3) Hacer cumplir la reglamentación del tránsito

- * detectar faltas relativas a la circulación, cometidas por el usuario, o defectos en sus vehículos que infrinjan la normatividad establecida.
- * actuar inmediatamente ante las faltas o defectos a fin de evitar accidentes
- * dejar constancia del hecho para que sirva de referencia
- * cooperar en la formación de causas y testimonios durante el enjuiciamiento de los infractores del reglamento

La existencia de cuerpos policíacos cuya función esta única y exclusivamente orientada a vigilancia, tanto de las actividades de circulación vial, como del cumplimiento de los reglamentos creados para regular dicha actividad, debe obligar a las autoridades a considerar la importancia en la selección, organización, características y condiciones de creación de dichas Instituciones y de los elementos que las conforman y representan, pues todo ello constituye un factor esencial para enfrentar a una comunidad que calificará su desempeño y finalmente confiará, obedecerá y respetará a dicha Institución en función a que esta última ofrezca.

Es por ello que los elementos que integran una policía de tránsito deben ser producto de una minuciosa selección, donde entre otras características se busque:

1. Elementos con vocación de servicio en esta actividad.
2. Con buen carácter y habilidad para tratar con personas.
3. Inteligentes para aprender rápidamente la información que requieren para su desempeño.
4. Con buena conciencia de sus valores y su integridad moral, respaldando esto con una investigación de sus antecedentes.
5. Aprobar un buen examen físico.

Sin embargo, no todo radica en las positivas cualidades que se buscan en la etapa selectiva del personal, sino que además es indispensable.

- ◆ Tener cuidado con los aspectos salariales, ya que las condiciones de trabajo en estos casos son adversas y sumadas a situaciones económicas precarias, los agentes de tránsito, serán presa fácil del soborno y la corrupción.
- ◆ Tomar en cuenta la existencia de prestaciones de trabajo necesarias, que refuercen el punto anterior.
- ◆ Asegurar la permanencia de los buenos elementos, aun bajo los cambios de administración.
- ◆ Dotarlos con el equipo adecuado (vehículos, radios, silbatos, pistolas de radar, etc.), con el fin de lograr mayor eficacia en el servicio.
- ◆ La presencia del agente ante la comunidad es también importante, por lo que será necesario traer adecuadamente uniformados a todos los elementos en servicio.
- ◆ Mantener un constante programa de capacitación, con el enfoque de mejorar su propia actividad y aumentar la confianza en sí mismos. Las repercusiones que se derivan de esto son a menudo apreciadas por el público y mejora notablemente la imagen del cuerpo policíaco a los ojos de estos.

Medidas Educativas

El tránsito de personas, por la vialidad, esta sujeto a normas que constituyen formas de conducta y actitudes que debemos asumir por convicción y conveniencia, ya que su observancia contribuye a conservar nuestra integridad física.

Las medidas educativas tienen como objetivo dar a conocer la existencia de las normas y resaltar al usuario los beneficios que le produce observarlas y acatarlas. Las enseñanzas se basan en como comportarse en la vía pública y ante determinadas circunstancias.

Las formas o medios para hacer llegar esta educación pueden ser varias, pero normalmente la más apropiada es la enseñanza impartida en la escuela. Esta se considera el lugar idóneo para la formación de elementos con conocimientos nuevos y abiertos, surge entonces la idea de incluir la educación vial paralelamente a la educación formal del alumno, partiendo de que el nivel de enseñanza en esta materia se establezca desde el grado preescolar hasta secundaria.

Durante los años de preescolar y primaria el alumno puede ser informado y adiestrado para comportarse correctamente como peatón y ciclista, pues obviamente no estará en edad de conducir, aunque se ha observado que dándoles toda la información, aún la de conductores, actúan como supervisores y/o controladores de las acciones de sus padres o familiares, si estos son conductores.

Para el nivel secundaria se recomienda la enseñanza del tránsito dirigida principalmente a la formación de buenos "conductores", ya que pronto alcanzarán la edad mínima para conducir y algunos lo harán aun antes de esto.

En nuestro país los esfuerzos hechos para dejar cimentada esta propuesta, todavía son aislados, escasos y temporales, pero se sigue insistiendo por parte de grupos interesados en que esto se implemente y se mantenga en forma permanente.

En otros grupos de población para los cuales la escuela no es la mejor alternativa, pues no se asiste a esta, las medidas educacionales tienen que buscar otros modos de penetración. Una de las formas más eficaces para resolver lo anterior es apoyarse en los medios masivos de comunicación; prensa, radio, televisión, los cuales tienen gran influencia sobre la población.

Estrategias como posters, carteles, campañas de seguridad vial, etc. influirán persuasivamente en los hábitos de los adultos modificando su comportamiento en la vía

pública. Por otro lado, las campañas de capacitación vial dirigidas a ciertos grupos cuyo oficio implica la conducción de un vehículo, también constituyen una positiva forma de educación vial.

La siguiente lista muestra algunos medios de fomentar la educación vial incluyendo los comentados anteriormente:

- ✓ Con apoyo de los medios masivos de comunicación
- ✓ Desarrollo de programas de capacitación a operadores de servicios de transporte
- ✓ Cursos de capacitación vial para invidentes
- ✓ Formación de consejos de seguridad del escuadrón vial en zonas escolares
- ✓ Planteamiento de la integración de este tema a planes de estudio escolares, desde los niveles preescolares hasta secundaria
- ✓ Desarrollo de programas de educación vial en periodos vacacionales, por parte de los cuerpos policíacos
- ✓ Boletines y carteles informativos entregados o exhibidos en la vía pública
- ✓ Cursos de capacitación para aspirantes a obtener licencia de manejo
- ✓ Creación y control de academias de manejo, con personal altamente calificado

6.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ⇒ Es recomendable realizar estudios de observancia, para determinar el grado de cumplimiento de las reglas y restricciones al tránsito, seguramente se obtendrá información interesante que nos explique el ¿porqué? de determinadas acciones y nos apoye en la toma de decisiones.
- ⇒ Si se dispone de medios muy limitados para hacer cumplir la reglamentación del tránsito, las reglas y restricciones que no observe el usuario voluntariamente, deben restringirse a los casos en que estén destinadas a evitar los accidentes en forma sensible.
- ⇒ Si es necesario modificar las costumbres del usuario, la acción sobre el mismo debe ser en forma gradual.
- ⇒ Atención especial requiere el aspecto de los peatones, pues además de ser el elemento más desprotegido del tránsito, en nuestro medio es también uno de los más ignorantes en materia de vialidad. Ejemplo de ello es entre otras actitudes, el no utilizar los puentes peatonales, teniendo en la mayoría de los casos, buenas condiciones físicas y mentales para hacerlo, arriesgando su vida y comprometiendo a terceros.

Algunos aspectos relacionados con las obligaciones del peatón deberían ser estudiados para ser objeto de sanción ya que prácticamente ningún reglamento en México tiene asignados cargos o multas por estas faltas.
- ⇒ Es necesaria una constante revisión y replanteamiento de las normas establecidas en los reglamentos de tránsito, pues las aceleradas condiciones de crecimiento plantean nuevas situaciones.
- ⇒ Otro punto que se estima conveniente tratar aquí, es la necesidad urgente de homologar o uniformizar las leyes y reglamentos de tránsito y transportes, sobre todo en zonas conurbadas, así como también, diseñar un sistema de régimen único para el otorgamiento de licencias a conductores, con el fin de llevar un mejor control.
- ⇒ La vigilancia policiaca, es un tema difícil de abordar en nuestro caso, pero relevante en la administración de cualquier programa de seguridad del tránsito. Es el agente u oficial de tránsito el elemento de contacto con los usuarios, encargado directo de corregir y sancionar y del cual existe, en la mayor parte de los casos, una mala imagen producto muy probablemente de un deficiente programa de capacitación, además de una inadecuada retribución. En este renglón falta mucho por hacer.

Las principales preocupaciones que deben animar el espíritu del legislador de nuestro tiempo, es el principio de proteger por todos los medios a su alcance la vida humana.

7. BIBLIOGRAFIA

1. **MANUAL DE DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO EN CALLES Y CARRETERAS**; Dirección General de Servicios Técnicos, SCT, México, Abril 1986, Quinta Edición.
2. **MANUAL DE DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE TRANSITO EN ZONAS URBANAS Y SUBURBANAS VOLUMEN I**; Coordinación General de Transporte, D.D.F., México, D. F., 1987, Primera Edición.
3. **INGENIERIA DE TRANSITO (FUNDAMENTOS Y APLICACIONES)**; Rafael Cal y Mayor R., James Cárdenas C Editorial Alfaomega, México, 1994, 7ª Edición.
4. **MANUAL DE INGENIERIA DE TRANSITO**; Guido Radelat Egües, The Reuben H. Donnelly Corporation, Buenos Aires, Argentina, 1964.
5. **REGLAMENTO DE TRANSITO DEL DISTRITO FEDERAL**; Departamento del Distrito Federal, Publicado en el Diano Oficial de la Federación, México, D.F., 9 de Agosto de 1989, Edición Especial.
6. **REGLAMENTO DE TRANSITO DEL MUNICIPIO DE MONTERREY**; Presidencia Municipal de Monterrey, N. L., 1992-1994.
7. **REGLAMENTO MODELO DE TRANSITO**; ONU, Diciembre, 1976.
8. **REGLAMENTO DE TRANSITO EN CARRETERAS FEDERALES**; Dirección General de Autotransporte Federal, S.C.T., Edición Elaborada por el Departamento de Educación y Seguridad Vial, México, 1980.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

ACCIDENTES DE TRANSITO

EXPOSITOR: M. EN I. OSCAR SALCEDO YUSTI

1997

185



ACCIDENTES DE TRÁNSITO

INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. SEGURIDAD VIAL.....	5
2.1. Objetivos de la Seguridad Vial.....	5
2.2. Factores y medidas que contribuyen al mejoramiento de la seguridad vial.....	6
2.2.1. Reducción en la ocurrencia de accidentes.....	6
2.2.2. Reducción en la severidad de los accidentes.....	7
2.2.3. Incremento en la sobrevivencia a accidentes.....	7
2.2.4. Programas de seguridad.....	8
2.2.5. Aspectos de diseño.....	8
2.2.6. Educación Vial.....	9
3. ACCIDENTES DE TRÁNSITO.....	9
3.1. Conceptos generales.....	9
3.2. Factores que propician la ocurrencia de accidentes.....	10
3.2.1. Aspectos Generales.....	10
3.2.2. El factor humano y los accidente.....	11
3.2.3. El pasajero.....	11
3.2.4. El peatón.....	12
3.2.5. Limitaciones físicas del conductor.....	12
3.2.5.1. Limitaciones de la vista.....	12
3.2.5.2. Tiempo de reacción.....	15
3.2.6. Limitaciones Psicológicas.....	18
3.2.7. Intensificadores de las limitaciones del usuario.....	19
3.3. Estudios de Accidentes.....	19
3.3.1. Comportamiento en el lugar del accidente y deslinde de responsabilidades.....	21
3.3.1.1. Comportamiento en el lugar del accidente.....	21
3.3.1.2. Deslinde de responsabilidades legales.....	22
3.3.2. Recopilación de información de accidentes y sistemas de registro.....	25
3.3.2.1. Reporte de accidentes.....	26

3.3.2.2.	Sistemas manuales de archivo	26
3.3.2.3	Sistemas computarizados de archivo.....	27
3.3.3.	Estadísticas de Accidentes.....	27
3.3.3.1.	Tipos de estadísticas	27
3.3.3.2.	Razones (tasas) de accidentes y su uso	29
3.3.3.3.	Representación gráfica de estadísticas y su uso	31
3.3.3.4.	Determinación de lugares con alta accidentabilidad.....	32
3.3.3.5.	Análisis estadístico de información de accidentes antes- después	32
3.3.4.	Análisis de Sitio	34
3.3.4.1.	Diagrama de condiciones	34
3.3.4.2.	Diagrama de colisiones	34
3.3.5.	Cómo llevar a cabo un estudio de seguridad en carreteras - síntesis. ...	36
3.3.5.1.	Descripción de Procedimiento	36
3.3.5.2.	Consideraciones económicas.	39
3.3.5.3.	Otros estudios.	41
3.3.6.	Medidas para reducir la accidentalidad	41
3.3.6.1.	En intersecciones.	41
3.3.6.2.	En carreteras.....	44
3.3.7.	Evaluación de programas de reducción de accidentalidad.	44
4.	ELEMENTOS DE UN PROGRAMA DE SEGURIDAD VIAL	47
5.	BIBLIOGRAFÍA	52

APENDICE "A" - FORMATO PARA REPORTE DE ACCIDENTE DE TRÁNSITO EN ÁREA URBANA

APENDICE "B" - ESTADÍSTICAS DE ACCIDENTES EN MÉXICO

1. INTRODUCCIÓN

En muchas partes del mundo el desplazamiento de personas y bienes resulta en un problema con el que toda la población debe lidiar día a día. Las grandes ciudades han crecido rápidamente con poca planeación lo que ha dado paso a que los sistemas viales no puedan satisfacer la demanda generada provocando congestión extrema durante las horas de mayor circulación y los múltiples problemas asociados con ella.

Lo que constituye un hecho indiscutible es que la sociedad actual se basa en el traslado de personas y bienes de un lugar a otro (transporte). Este hecho ha posibilitado el intercambio comercial que, a su vez, es la base del progreso económico. No es posible concebir el estilo de vida actual sin un sistema de transporte que permita la movilidad necesaria para trabajar y aprovechar mejor el tiempo.

Pero la transportación es una actividad que, así como satisface una necesidad, implica un costo expresado en unidades monetarias (medible) y en impacto social (difícil de cuantificar). El costo que es posible cuantificar con relativa facilidad es el referido a las inversiones infraestructura, en equipo e instalaciones, en mantenimiento, en costos de operación y en tiempos de traslado. Desde el punto de vista social, el transporte tiene una expresión importantísima en términos de accidentalidad y sus consecuencias.

"Hoy en día los accidentes de tránsito en calles y carreteras, ocasionan en todo el mundo alrededor de 500,000 muertos por año y 15 millones de personas lesionadas". La aseveración anterior implica que diariamente en el mundo a consecuencia de los accidentes de tránsito mueren alrededor de 1370 personas, que en promedio representan 57 muertes por hora, lo que equivale a decir que cada minuto está muriendo una persona por esta causa. Si se hace el mismo análisis para los heridos, se concluye que en el mundo, cada 2 segundos una persona sufre algún tipo de lesión como consecuencia de accidentes de tránsito.

Siguiendo el mismo procedimiento, en *México*, de acuerdo con las estadísticas sobre accidentes de tránsito en zonas urbanas y rurales, diariamente mueren 26 personas y resultan heridas 103 como causa de estos hechos.

De acuerdo con información proporcionada por el INEGI, los muertos ocasionados por los accidentes de tránsito en 1994 representaron aproximadamente el 4% del total de defunciones en México. Las enfermedades del corazón, diabetes y aquellas provocadas por fumar e ingerir alcohol son, las principales causas de fallecimiento en México-según en importancia por los accidentes de tránsito.

En Estados Unidos, por ejemplo, de acuerdo con estadísticas sobre causas fortuitas de muerte, los riesgos más graves tienen su origen en *el tabaco, el alcohol y los automóviles*. Sin embargo, de acuerdo con los expertos en cuantificar el peligro, el orden cambia considerando *los automóviles* en primer lugar, seguidos *del tabaco y del alcohol* dentro de una lista de actividades susceptibles de ocasionar accidentes.

Tabla 1. Resultados sobre actividades según el riesgo que implican, de acuerdo con:

POSICIÓN	ENCUESTA	ESTADÍSTICA	EXPERTOS
1	Energía atómica	Tabaco	Automóvil
2	Automóvil	Alcohol	Tabaco
3	Armas de fuego	Automóvil	Alcohol
4	Tabaco	Armas de fuego	Armas de fuego
5	Motociclismo	Electricidad	Cirugías
6	Alcohol	Motociclismo	Motociclismo
7	Avión	Natación	Rayos X
8	Trabajo policial	Cirugías	Pesticidas
9	Abono artificial	Rayos X	Electricidad
10	Cirugías	Ferrocarril	Natación

Los resultados de este análisis se pueden asemejar con la situación mexicana, resaltando, que el impacto de los vehículos puede ser más alto, debido a las costumbres de manejo, a la poca vigilancia y a la menor aplicación de sanciones para los responsables de siniestros de tránsito.

El progreso y la tecnología han elevado la esperanza de vida del ser humano, pero al mismo tiempo elevan los factores de riesgo. Las mejores especificaciones en la construcción de carreteras y la inversión en investigación para mejorar la seguridad en las unidades automotores, han redundado sin duda alguna, en evitar algunos tipos de accidentes y saldos drásticos en los mismos; sin embargo, el comportamiento del conductor ha variado en términos de la responsabilidad que se tiene al frente de un vehículo.

Los cambios en la actitud del conductor moderno respecto a la velocidad generan inconsciencia sobre las consecuencias que produce circular con EXCESO DE VELOCIDAD, perdiendo la noción de ésta. Los seres humanos no estamos hechos para circular de prisa, ya que no poseemos ningún sentido que nos informe cuantitativamente acerca de la velocidad, el grado de aceleración y el momento de frenar. Por ello en la actualidad más del 65 % de los accidentes carreteros son ocasionados por rebasar y perder la noción de los límites de velocidad permitidos, que a su vez, son la principal causa de los saldos fatales y pérdidas materiales por cantidades cuantiosas.

2. SEGURIDAD VIAL

2.1. OBJETIVOS DE LA SEGURIDAD VIAL

Básicamente, la seguridad vial tiene como objetivo básico la reducción de accidentes, valiéndose para ello de una serie de medidas encaminadas a corregir los factores que intervienen en la ocurrencia de accidentes.

La seguridad vial está determinada por la interacción de diversos elementos (usuario, camino, vehículo, legislación, etc), que son en los que se debe intervenir para conseguir un mejoramiento en la seguridad vial. Por tanto, se han planteado una serie de objetivos secundarios a través de los cuales se espera intervenir en la operación del tránsito.

De manera general, estos objetivos son los siguientes:

- Reducción en la ocurrencia de accidentes
- Reducción en la severidad de los accidentes

- Incremento en la sobrevivencia a accidentes
- Esfuerzos en programas de seguridad
- Aspectos de diseño
- Educación vial

2.2. FACTORES Y MEDIDAS QUE CONTRIBUYEN AL MEJORAMIENTO DE LA SEGURIDAD VIAL

Como ya se expresó anteriormente, al hablar de seguridad vial, se hace referencia a la operación óptima del tránsito, es decir, se considera básica la reducción al mínimo de situaciones de confusión para el conductor, mediante una serie de medidas que tienen como finalidad la reducción del riesgo de accidente al conducir.

Algunos factores y medidas que contribuyen al mejoramiento de la seguridad vial, son las que se detallan a continuación.

2.2.1. Reducción en la ocurrencia de accidentes

La forma mas efectiva de mejorar la seguridad vial es, por supuesto, la reducción de accidentes. El cumplir este objetivo resulta ser muy complejo debido a que gran parte de los accidentes ocurren debido a errores del conductor. Es por ello que dentro de esta tarea se involucren acciones encaminadas a disminuir el rango de error en la forma de conducir mediante el mejoramiento de los cursos de manejo, aplicación de exámenes de manejo durante la expedición de licencias de conducir, monitoreo de conductores con alta incidencia en accidentes para la anulación de licencias de conducir, etc.

Por otro lado, en la reducción de accidentes, también se contempla lo que es el diseño geométrico, en términos de minimizar el riesgo de error del conductor, esto es, proporcionar las condiciones adecuadas para reducir el rango de duda del conductor, mediante el trazo

adecuado de las zonas de transición de elementos geométricos, área de visibilidad, así como también un buen señalamiento y dispositivos de control, que en conjunto evitan confusiones en el conductor, reduciéndose el riesgo de accidentes.

2.2.2. Reducción en la severidad de los accidentes

A pesar de que se tomen las medidas adecuadas para la prevención de accidentes, estos ocurren principalmente debido a errores del conductor. Por tanto, al tenerse ubicadas zonas de alto riesgo de accidente, otras medidas deben ser tomadas para que el conductor tenga espacio para recuperarse al cometer errores, o tras haber ocurrido algún accidente.

Para esto pueden implementarse una serie de dispositivos como barreras contenedoras, barreras separadoras, atenuadores de impacto y señalamiento y alumbrado adecuado, que pueden reducir el daño cuando un vehículo sale del camino. O por otro lado, cuidar que en el camino y las áreas como acotamiento y cuchillas estén libres de obstáculos para permitir que el conductor actúe con mayor libertad, reduciéndose así la severidad de los accidentes, cuando éstos ocurran.

2.2.3. Incremento en la sobrevivencia a accidentes

A este respecto, quien debe actuar para lograr este objetivo, es quien diseña los vehículos, mediante la implementación de diversos sistemas de protección a los ocupantes del vehículo, de tal forma que éstos absorban el impacto del accidente. Estos dispositivos pueden ser bolsas de aire, cinturones de seguridad, sistemas de absorción de energía, tableros acojinados, y otras medidas similares.

En este sentido, la forma de conseguir este objetivo sería a través de la reglamentación para la construcción de vehículos automotores.

2.2.4. Programas de seguridad

Este objetivo se refiere al diseño e implementación de programas encaminados a la reducción de accidentes, contemplándose diferentes enfoques de la seguridad. Esto es, tratando de influir en los tres elementos de que se habló anteriormente (conductor, vehículo, camino), desde el punto de vista de la legislación que sirve de base para la operación del tránsito.

Por tanto, aquí se contemplan programas y reglamentos tales como: programas de inspección de vehículos de transporte público, estándares de diseño de los vehículos, límites de velocidad, etc., todos con el fin de incrementar la seguridad vial.

2.2.5. Aspectos de diseño

El diseño del camino en general puede impactar de manera importante en la seguridad vial, pero hay algunos aspectos de diseño que son particularmente importantes en lo que se refiere a la seguridad vial. Estos aspectos se resumen en: Alineamiento vertical y horizontal, diseño de área de rodamiento, barreras separadoras y áreas de cuchillas (gore areas).

El alineamiento está determinado por la velocidad de diseño, que es la velocidad de seguridad máxima a la que un vehículo puede operar en el camino. Esto es, la velocidad óptima a la que un vehículo puede circular para obtener la visibilidad adecuada.

El diseño de la superficie de rodamiento es importante en términos de seguridad, ya que ésta es frecuentemente sobrepasada por los conductores en un accidente. Por tanto, es importante que esta superficie así como la de acotamiento se encuentren libres de obstáculos, y que los señalamientos se encuentren protegidos por barras contenedoras.

Las barreras separadoras también representan un elemento de diseño que puede influir de manera importante en la seguridad vial. El diseño de estos separadores se basa en el efecto al impacto que se desee dar, en función de la ubicación de éstos, en cuanto a la flexibilidad o impenetrabilidad requerida. Lo anterior, está determinado básicamente por el material de que se elaboran y su forma.

Otro aspecto que se considera crítico son las áreas canalizadoras, debido a que frecuentemente son invadidas por los conductores. Siendo importante por tanto, mantener

libres de obstáculos estas áreas y los señalamientos que se ubiquen en ellas, se encuentren protegidos por barreras.

2.2.6. Educación Vial

Debido a la altísima responsabilidad del "factor humano" en la ocurrencia de accidentes, ningún programa de seguridad vial que pretenda resultados integrales en el mediano y largo plazos, podrá dejar de tomar en cuenta la adecuada capacitación de ese "factor humano", con programas que abarquen los diferentes tipos de usuarios considerando principalmente a los escolares de niveles básicos que si bien en el momento no son conductores, dentro de poco tiempo estarán frente a un volante convirtiéndose con ello, en generadores potenciales de un accidente de tránsito.

3. ACCIDENTES DE TRÁNSITO

3.1. CONCEPTOS GENERALES

El estudio de accidentes es un componente de gran importancia dentro de un concepto integral de seguridad vial, a tal punto que se ha hecho costumbre manejar exclusivamente este concepto, dejando de lado otros aspectos involucrados en la seguridad vial. Debido a que los accidentes de tránsito se basan sobre hechos ya ocurridos, su estudio reviste gran importancia por la rica y valiosa información que proporciona y porque posteriormente sirve para el desarrollo de medidas tendientes tanto a disminuir el número de accidentes como a abatir sus consecuencias trágicas una vez éstos ocurran.

Sin embargo, un programa de seguridad vial no puede basarse exclusivamente en los resultados de estudios de accidentes, ya que de esta manera se estaría actuando de manera "reactiva" y no "preventiva" de este tipo de sucesos. No se deben dejar de lado ni restar importancia a aspectos tales como la educación vial, la investigación a través de prototipos, la legislación y los sistemas para su aplicación, etc.

La importancia de los estudios de accidentes radica en la posibilidad de llevar a cabo análisis integrados que permitan correlacionar las diversas variables involucradas en estos siniestros; así por ejemplo, se pueden identificar los sitios de mayor siniestralidad en el área de estudio correlacionándolos con variables tales como características geométricas del camino, tipo y estado de los elementos de control del tránsito, horarios del día, días de la semana, eventos especiales, tipo y características del vehículo, sexo, edad, estado de salud y otras variables del conductor, etc.

El análisis integrado de todos estos elementos ha sido de gran utilidad a través del tiempo, ya que paulatinamente han condicionado cambios en el proyecto del camino (*curvaturas, peraltes, superficies de rodamiento, etc.*), en los diseños del vehículo (*cinturones de seguridad, bolsas de aire, acojinamiento de tableros, suspensiones con mayor absorción de energía, etc.*), modificaciones a la legislación para la circulación vehicular (*edad permisible para obtención de licencias, penalizaciones, etc.*) y muchos otros aspectos tendientes a frenar el crecimiento de la siniestralidad del tránsito.

A continuación se presentan los elementos básicos a considerar en un estudio de accidentes de tránsito, que debe comprender desde el instante en que ocurre el siniestro hasta el manejo estadístico y aplicación de la información.

3.2. FACTORES QUE PROPICIAN LA OCURRENCIA DE ACCIDENTES.

3.2.1. Aspectos Generales

Los factores mas importantes que propician los accidentes, son principalmente, la escasa preparación del conductor, la falta de seguridad de los vehículos, la deficiencia en la legislación y vigilancia del tránsito, y las inadecuadas condiciones de la operación del sistema vial. Lo que en otros términos, tiene que ver nuevamente con el usuario (conductor, peatón y pasajero), el vehículo y el camino, además del aspecto legislativo que rige la operación vial.

Estos elementos son en los que se debe influir cuando se trata de implementar un programa de seguridad vial. Como puede inferirse, las acciones que involucra influir en cada uno de estos elementos son determinadas en diferentes esferas de competencia.

El usuario es la principal causa y víctima de accidente y de este grupo (conductor, peatón, pasajero) el primero de ellos es el que requiere mayor atención e importancia ya que las estadísticas internacionales indican que el responsable de los accidentes es entre un 80 y 90% el conductor, repartiéndose el resto proporcionalmente entre el camino y el vehículo.

Con frecuencia no incide solamente una causa en el acontecimiento de un accidente, normalmente son dos o más las causas que concurren, pero generalmente puede establecerse una como causa principal o determinante, aunque frecuentemente para establecerla se requiere del peritaje.

Entre las principales causas se encontraron en la Ciudad de México, el exceso de velocidad, conducir bajo la influencia del alcohol, falta de precaución para conducir, no guardar suficiente distancia con el vehículo de adelante, no respetar las señales de tránsito e imprudencia del peatón.

3.2.2. El factor humano y los accidente.

Teniendo como indicadores contundentes las cifras que indican, tanto para accidentes carretera como para los ocurridos en áreas urbanas, que en 8 de cada 10 casos es el factor humano el que incurre en la falla determinante, se establece la importancia que para ingenieros de tránsito y transportes, urbanistas, planificadores, educadores y policías, tiene que identificar y estudiar cada vez con mayor profundidad los factores o limitaciones del ser humano, tanto físicas como psicológicas, que afectan sus acciones como usuario de los sistemas viales y de transporte, en su calidad de conductor, peatón o pasajero.

3.2.3. El pasajero.

De estas tres formas en las que el usuario actúa en la vía pública, la de pasajero presenta menos riesgo importando su adaptación consciente al cada vez mayor tiempo que pasa cotidianamente en los vehículos de transporte y su observancia a indicaciones y señalamientos en terminales y áreas de ascenso y descenso, que evite que cometa actos inseguros.

3.2.4. El peatón

Como peatón, el hombre resulta ser el elemento olvidado del tránsito; el automóvil lo ha desplazado como módulo de diseño sobre todo en las ciudades, relegándolo y atendiéndolo marginalmente por ser necesario para un paso más expedito de los vehículos, para los que cada vez mas se diseñan las ciudades.

En estas circunstancias, no cabe duda que el peatón es el que requiere de los mayores esfuerzos y estudios para mejorar sus condiciones de circulación por la vía pública, que le eviten los percances viales de los cuales, cuando sale, lo hace muy mal librado.

Es sin embargo el conductor, como principal responsable de la mayoría de los accidentes, de quien interesa repasar sus limitaciones físicas y psicológicas, ya que sus características esenciales deben ser tomadas en cuenta en el diseño urbano, resultando primordial conocerlas y especificarlas.

3.2.5. Limitaciones físicas del conductor.

3.2.5.1. Limitaciones de la vista.

De las limitaciones físicas fundamentales del conductor, deben ocupar lugar preponderante las concernientes a la visión, ya que de todos los elementos de percepción sensorial, es sin duda la facultad más importante de la conducción de vehículos, pues a través de ella recibe información y conocimiento de cuanto acontece a su alrededor, constituyéndose en su sistema perceptual dominante.

La mecánica que sigue esta percepción es de los más compleja y maravillosa, ya que las ondas luminosas de los objetos entran al ojo por la pupila y pasan a través del lente, concentrándose en la retina que es la placa fotográfica del ojo. El nervio óptico está conectado con la retina y sirve de conducto para llevar los impulsos visuales al sistema nervioso. El sistema de la visión es un conjunto de diferentes habilidades del ojo.

Estas habilidades que tienen un límite normal y disminuciones producidas por diversos factores son: La agudeza visual, campo visual o visión periférica, percepción de los colores y sus tonalidades o visión cromática, adaptación a los cambios de luz, enfoque y sentido de profundidad.

De la agudeza visual depende la cantidad de detalles que el ojo es capaz de captar y su mayor valor se presenta dentro de un ángulo de 5 grados a cada lado del eje central de observación, zona llamada cono de máxima visión, dentro de la cual deben quedar las señales y los semáforos para ser vistos y luego poder ser obedecidas sus indicaciones.

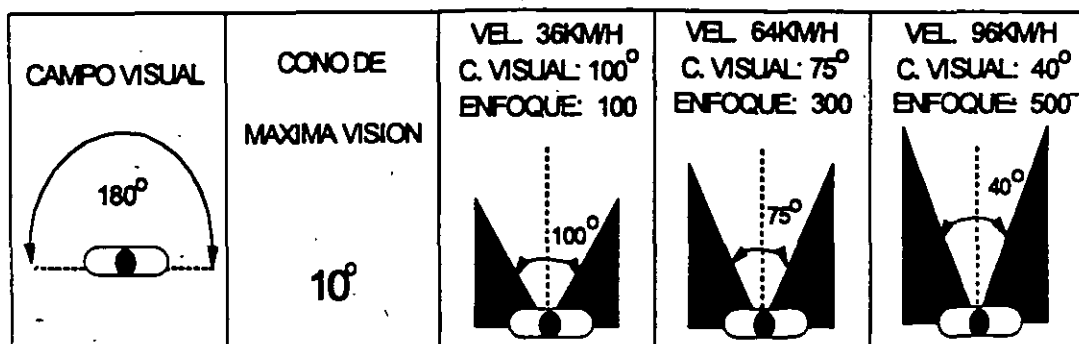
La agudeza visual normal tiene un valor de 20/20 y puede disminuir por causas muy diversas, siendo la más frecuente la que indica defectos de refracción debidos a alteraciones de conformación del ojo, como son los casos de miopía, hipermetropía y astigmatismo, padecimientos que se corrigen con lentes. El valor mínimo de agudeza visual recomendable para conducir es de 16/20 promedio.

Los ojos del hombre colocados al frente, a diferencia de los de algunos animales, permiten mejor percepción de la profundidad; la separación de 6 cm. Entre uno y otro hacen que cada ojo vea una imagen un poco diferente que el otro, sobre todo si observan objetos cercanos; ojo derecho ve más de lo del lado derecho del objeto y el izquierdo más de lo izquierdo a este objeto; esto se llama "disparidad binocular" y resulta valioso para la percepción de la profundidad; nótese como el objeto visual de cada lado llega a la parte contraria de la retina.

El campo visual de una persona normal abarca 180°, si bien vemos con claridad, como ya quedo asentado en un ángulo menor, por lo cual leemos a saltos posando hasta en cinco puntos diferentes nuestra vista para leer un renglón; cuando se tiene menos de 140° se padece visión de túnel y no debe conducirse.

La velocidad, obliga al conductor a enfocar su vista más lejos, provocando reducción en el campo visual conforme se va circulando más rápido; este fenómeno destaca la importancia de pasar los poblados y las intersecciones a baja velocidad evitando que un automóvil salga de pronto y no sea visto por quedar en las zonas ciegas fuera del campo visual. (ver figura No.1)

Fig. 1 CAMPOS DE VISION



El movimiento de objetos en el campo visual puede ocurrir cuando el que ve está en movimiento (como en un vehículo); cuando el objeto es el que está en movimiento (como el caso de un peatón que cruza); o cuando ambos, el que ve y el objeto están en movimiento (situación usual en tránsito). Goodson y Milles definen este deterioro de la agudeza visual con velocidad como "agudeza visual dinámica".

El ojo tiene extraordinarias capacidades para ver pequeñas diferencias entre las cosas pero es muy pobre para estimar valores absolutos, falla con frecuencia en la estimación de tamaño, distancia, velocidad y aceleración; un ejemplo palpable de esta limitación es la frecuente falla del juicio -velocidad que desemboca frecuentemente en alcances al vehículo de adelante.

Siendo la luz del día un millón de veces más brillante que la nocturna, la visión nocturna requiere de elementos receptores extremadamente sensitivos, células tipo bastoncillos ubicadas en la periferia de la retina para ver solo de noche y percibiendo tonos de gris; para la visión de día y distinción de colores, el ojo cuenta con otro tipo de células receptoras: Los conos. En el periodo de salida y ocultamiento del sol "cenit y crepúsculo" sale un sistema celular y entra el otro a trabajar, resultando en estos periodos la visión poco clara, hecho que como muestran las estadísticas se traduce en alto número de accidentes.

Cuando el ojo se ve sometido a un cambio brusco de luz, sea al pasar de un lugar brillante a uno oscuro o viceversa, experimenta una ceguera temporal, los ojos habrán de acostumbrarse en forma gradual al cambio, aclarándose la imagen rápidamente; en ambientes de muy poca luz los conos funcionan muy poco y la visión depende de los

bastoncillos; pruebas de laboratorio han demostrado que se requieren hasta 20 segundos pero la ceguera temporal va de los 2 a los 6 segundos.

Así, es frecuente que el conductor que transita una calle intensamente soleada entre repentinamente a un paso a desnivel oscuro, a velocidades superiores a los 40 km/hora, y se produzcan alcances con vehículos detenidos por congestionamiento en los primeros metros de la boca del túnel.

Este hecho constituye una limitación importante del ser humano que debe ser contrarrestada con una adecuada iluminación, al inicio en el sentido de la circulación de los túneles y no como a veces son colocadas las luminarias, más profusamente al centro y escasamente en las orillas por la razón simplista y equivocada de que ahí se cuele algo más de luz exterior que en el centro del túnel.

En estrecha relación con las células tipo cono se encuentra la alteración a la percepción de los colores conocida como daltonismo, determinándose que todo aquel conductor con problemas de captación al rojo sea determinado no apto para conducir.

Por otra parte, se ha podido probar que la luz no es lo único que determina el tamaño de la pupila; ésta se contrae o se dilata también en función del contenido del estímulo. En el caso de imágenes interesantes o placenteras con la dilatación de la pupila se llegan a presentar aumento en el ritmo cardíaco y alteraciones en conducción galvánica de la piel.

3.2.5.2. *Tiempo de reacción.*

Conducir o simplemente caminar por una vía constituye una cadena de reacciones a estímulos auditivos, cinéticos y principalmente visuales.

El intervalo entre recibir, interpretar, tomar una decisión y responder a uno o más estímulos se le denomina "Tiempo de Reacción".

En la conducción como en la mayoría de las actividades dinámicas humanas los peligros de impacto, son percibidos y evaluados para ajustar a cada momento la respuesta del conductor; el tiempo que tarde en realizar estos ajustes es sin duda uno de los más importantes parámetros humanos para conducir con seguridad.

En general, la fisiología reconoce tres tipos de reacción a los estímulos recibidos por un individuo. El acto reflejo que es la respuesta inmediata e irracional a un estímulo (fuego, piquete, etc.). La segunda es la reacción automática o condicionada, que tiene raíces reflexivas, pero gracias a la costumbre y experiencias antecedentes, casi no requiere decisiones deliberadas.

A su medida que el conductor adquiere experiencias y las integra a su acervo, adquiere velocidad su respuesta la que se asemeja al acto reflejo y a la reacción condicionada.

El ojo permite que las ondas luminosas de los objetos entren por la pupila y pasen a través de la cornea, tejido curvo transparente que filtra la luz y por tanto desempeña las funciones de una lente, que puede variar su tamaño y su forma con el fin de enfocar y proporcionar una imagen visual bien definida; es decir, los lentes se aplanan cuando el ojo enfoca objetos cercanos llamándose a estos cambios acomodación, la cual disminuye con la edad; mientras un niño puede enfocar objetos muy cercanos al ojo sin hacer esfuerzo, una persona mayor requiere lentes correctivos para leer y ver de cerca.

Llegar a una esquina, voltear a un lado, enfocar, voltear a otro lado y enfocar lleva 1.25 seg. en este tiempo a una velocidad de 50 km/hora se recorren 14 metros, ancho que tiene una intersección común. Esta limitación del ser humano debe tomarse en cuenta para evitar colisiones en ángulo recto que es el tipo de accidente más frecuente en las ciudades.

Finalmente se deben citar los aspectos de visión en el manejo nocturno, que involucran no solo problemas de obscuridad, sino peligro de fatiga, somnolencia y el riesgo de deslumbramiento; el método predominante de discernimiento nocturno es la silueta; datos de estudios de cambio de diámetro de la pupila muestran que la dilatación de la pupila puede ser cuatro veces más lenta que durante el día, por lo que puede tomarle 9 segundos a la pupila dilatarse después de ser expuesta al deslumbramiento de un vehículo opuesto y puede producirle este efecto continuo mientras pasa una sucesión de vehículos en el sentido opuesto, desde luego.

El tercer tipo es la reacción completa, que implica que una vez que se recibe el estímulo, se transmite al cerebro, este lo identifica, elabora un juicio (proceso de reflexión, decisión), transmite la orden y acciona el músculo correspondiente; pruebas de laboratorio han medido este tipo de reacción promedio en 0.5 seg. en carretera y de 0.75 a 1.0 seg. en áreas urbanas, aunque para efectos de diseño se llega a considerar un valor hasta de 2.5 seg.

Un ejemplo de cómo se combinan las limitaciones físicas de un conductor aquí citadas: La visión y el tiempo de reacción lo constituye la secuela de un conductor que guía su vehículo al carril izquierdo para rebasar en una carretera de dos carriles en ambos sentidos; en el momento que comienza la maniobra de rebase, detecta un automóvil en sentido contrario, mueve sus ojos al centro para enfocarlo (tiempo aproximado 0.1 seg.); él ve la imagen claramente y ve que es un automóvil moderno (0.3 seg.) selecciona entre las alternativas de desacelerar y meterse a su carril o terminar la maniobra de rebase, eligiendo como curso de acción esta última (0.4 seg.); oprime rápidamente el acelerador (0.2 seg.); en este segundo transcurrido el vehículo que venía en sentido opuesto a una velocidad de 90 km/hora ya avanzó 25 mts. y el vehículo del propio conductor recorrió 22 mts. a una velocidad de 80 km/hora; este curso nos muestra lo fácil que es caer en un error en décimas de segundo y la importancia de los límites del enfoque percepción-reacción..

Tabla No. 2. DISTANCIAS PARA DIFERENTES TIEMPOS DE REACCIONES (M)

Condiciones de frenos y del camino	Reflejo rápido 0.2 seg.	Reflejo normal 0.5 seg.	Reacción completa 0.8 seg.
	Reacción + frenado = total	Reacción + frenado = total	Reacción + frenado = total
Frenos excelentes; Pavimento de primera Poca o nula pendiente Relación de desaceleración expresada por un coeficiente $f = 1.35$	$2.0 + 3.5 = 5.5$	$4.9 + 3.5 = 8.4$	$7.8 + 3.5 = 11.3$
Frenos buenos, que trabajan las ruedas $f = 1.00$	$2.0 + 4.8 = 6.8$	$4.9 + 4.8 = 9.7$	$7.8 + 4.8 = 12.6$
Frenos "promedio" $f = 0.6$	$2.0 + 8.0 = 10.0$	$4.9 + 8.0 = 12.9$	$7.8 + 8.0 = 15.8$
Frenos "legales" $f = 0.45$	$2.0 + 10.4 = 12.4$	$4.9 + 10.4 = 15.3$	$7.8 + 10.4 = 18.2$
Factores adversos, pavimentos resbalosos $f = 0.20$	$2.0 + 24.0 = 26.0$	$4.9 + 24.0 = 28.9$	$7.8 + 24.0 = 31.8$

3.2.6. Limitaciones Psicológicas.

Conducir es una tarea difícil y complicada que produce grave tensión en el organismo humano, demanda una gran atención durante cada instante la conducción.

Esta tensión aumenta en la circulación urbana y más aún en casos de peligro, desajustando el sistema cardiovascular y acelerando el ritmo del pulso hasta en un 20% y en casos críticos, llega a incrementarlo hasta cerca del 40% desequilibrando el volumen de oxígeno accesible al miocardio, llegando inclusive a aumentar la presión sanguínea, contracciones renales y perturbaciones visuales, problemas todos que influyen en la "percepción de peligro".

Aún siendo importantes estas alteraciones físicas, más aún son las alteraciones y fenómenos que ocurren en la mente, aspectos que sin embargo escapan comúnmente al análisis y al registro estadístico, que se va, por su mayor objetividad y facilidad de medición, por los efectos físicos, de los que sin duda se encuentran detrás la mayoría de ese 80% de accidentes atribuibles al factor humano.

Es bien conocido que los individuos aparentemente se transforman tras el volante y dan rienda suelta a su agresividad tratando de satisfacer con la potencia de su máquina sus apetitos neuróticos, psicóticos y otros impulsos inconscientes para los que el automotor obra como aplicador.

Además de los trastornos de la conducta, se ha comprobado que las distracciones, causa frecuente de accidentes, suelen tener un origen afectivo como conflictos sentimentales, fijación de ideas, preocupaciones, etc.

La organización psíquica se compone de estado de consciencia, inteligencia, afectividad y emotividad; los principales problemas que afectan a la conducción generando accidentes son: disminución en el estado de alerta y vigilancia consciente de la ruta y sus peligros; en el campo de la inteligencia, la debilidad mental que desemboca en ligereza, vanidad o susceptibilidad.

En el campo de la afectividad el instinto de poder, la agresividad, la culpabilidad y la frustración son los resultantes nocivos y finalmente en el área de la emotividad, la sensación de emociones intensas afectan el comportamiento, generando todos los daños complejos.

El estudio de estos factores de la psicología humana y más aún sus aplicaciones al tránsito es relativamente escaso y habrá sin duda mucho por hacer para detectarlas y cuantificarlas en relación con los accidentes, para lograr una actitud mental positiva y el aprender a compartir con cortesía y responsabilidad la vía pública.

3.2.7. Intensificadores de las limitaciones del usuario.

Las capacidades normales del individuo ya analizadas como son por el lado físico su agudeza, campo visual, cono de máxima visión adaptación a cambios de luz, enfoque, etc., y las relativas al tiempo para percibir y reaccionar ante un peligro, que tiene un valor importante dentro de la distancia total requerida para llegar a detener un automotor, y la actitud y las reacciones psicológicas por el lado mental, ya de por sí determinantes para que acontezcan percances de tránsito, se ven todavía disminuidas por diversos factores, entre los que podemos citar la intoxicación por alcohol, la edad, las enfermedades, el estado emocional, la fatiga y las condiciones climáticas.

De estos factores es conveniente destacar dos, aún de difícil percepción en las estadísticas. La ingestión de alcohol que aún en pequeñas dosis, según se ha probado con el uso de cabinas simuladoras actúa como depresor del sistema nervioso y de los sentidos, no solo el tiempo que se encuentra en el organismo sino durante el periodo de recuperación.

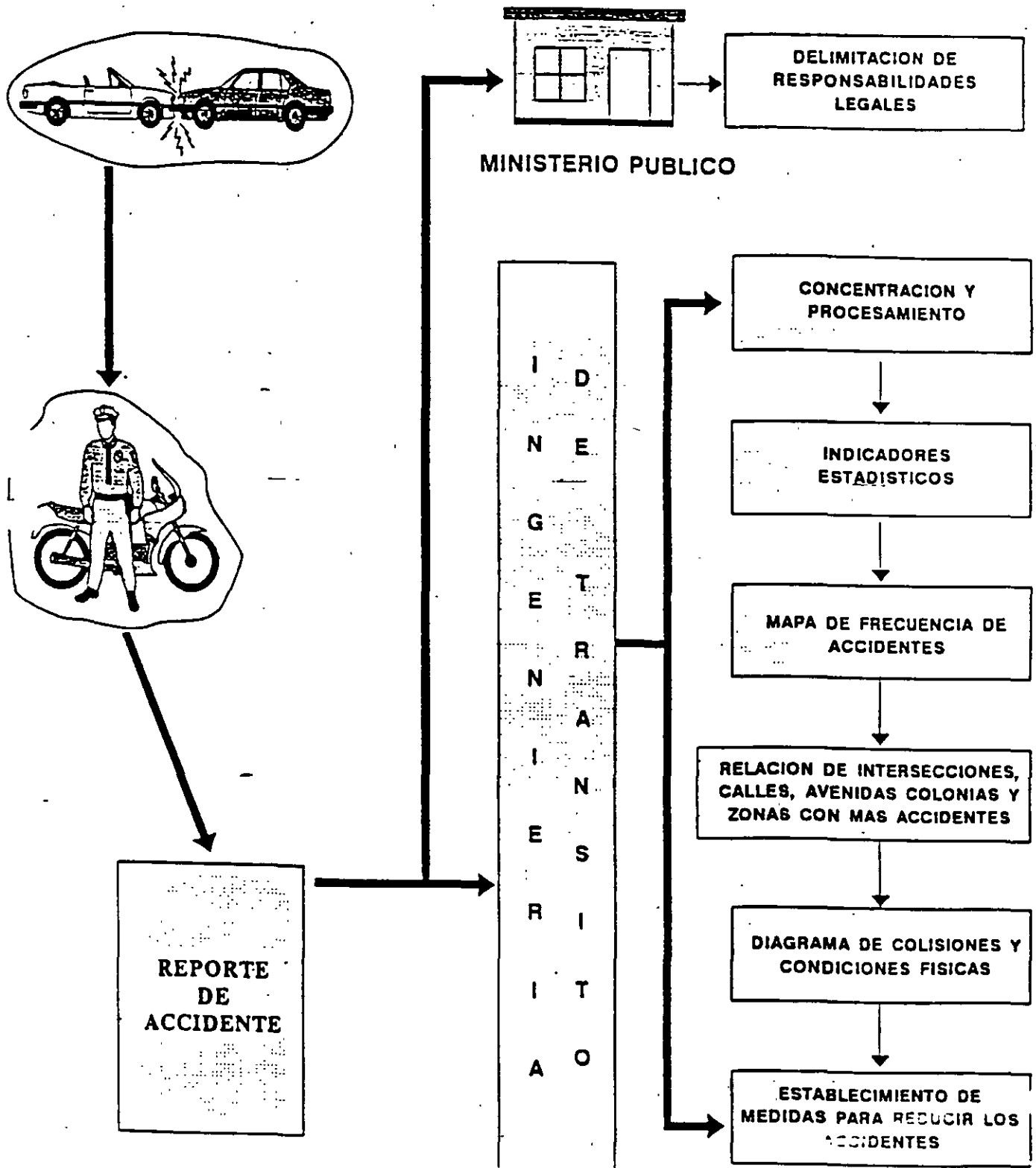
El otro factor a comentar lo constituyen las enfermedades que en un principio o por su falta de gravedad, como es una simple gripe, no implican inactividad del individuo, pero que como en el caso del alcohol, edad avanzada o fatiga, originan somnolencia y luego disminución de reflejos, aspectos difíciles de registrar estadísticamente.

3.3. ESTUDIOS DE ACCIDENTES

Para la reducción de accidentes, es indispensable contar con registros históricos de los accidentes ocurridos, su ubicación, así como su incidencia, tipo de accidente, causa principal, tipo de daños, etc. Ello, con el fin de poder realizar un análisis puntual para la identificación de fuentes posibles de conflicto que dan origen a la ocurrencia de accidentes.

En términos generales se secuencia que debe llevar en un estudio de accidentes es la que se muestra en la figura No. 2.

FLUJOGRAMA DE LA INFORMACION SOBRE ACCIDENTES DE TRÁNSITO



3.3.1. Comportamiento en el lugar del accidente y des' responsabilidades

Un tema que generalmente nunca se trata pero es de suma importancia por constituir las acciones inmediatas luego de un siniestro de tránsito, lo constituye el comportamiento en el lugar del accidente y el deslinde de responsabilidades.

3.3.1.1. Comportamiento en el lugar del accidente.

Cuando ha acontecido un accidente, sea cual sea su tipo, el conductor profesional debe tomar una actitud de absoluta colaboración con la autoridad y desde luego de responsabilidad con sus pasajeros y su unidad.

a.- *Llega al lugar la autoridad.*- El agente de tránsito o el policía es la autoridad competente para atender el problema y dar los pasos necesarios, como son:

- ***Determinar si hay lesionados y qué ayuda requieren.***- Mediante una rápida inspección ocular, establecer que tipo de lesión padecen y solicitar de inmediato ayuda por radio o confirmar y apurar los ya solicitados con anterioridad y en su caso, aplicar los primeros auxilios indispensables.
- ***Cierra el switch.***- Para evitar que exista chispa o corriente eléctrica que pueda conjugarse con cualquier fuga de combustible y producir un flamazo y el incendio de las unidades accidentadas.
- ***Baliza o señala el lugar.***- Ya que con frecuencia ocurre que en el mismo lugar donde ocurrió un accidente debido a la falta de señalamiento ocurre otro de mayores proporciones y consecuencias; este balizamiento lo efectúa el policía con su patrulla, motocicleta o con señales manuales, pudiéndose apoyar con transeúntes o vecinos y desde luego con algunos de los conductores involucrados, siempre que no hayan resultado lesionados o estén demasiado alterados o nerviosos. En esta acción son importantes los desvíos o bandeos y de ser necesario por la magnitud, canalizar el tránsito por rutas alternas.
- ***Detención del presunto responsable.***- Entre sus actividades importantes están también tomar las providencias necesarias para que no se de a la fuga el presunto o los presuntos responsables.

- **Agilización y despeje del área.-** Es importante que se eviten los grandes asentamiento de la circulación, para cuyo efecto el policía puede utilizar el amplificador de su vehículo, así como señales reiteradas; se debe lograr que los conductores agilicen su marcha y no se detengan.
- **Llenado del reporte del accidente.-** Esta es una de las actividades mas importantes, ya que con la revisión del vehículo en depósito el policía entrega el reporte del percance. Resulta importante que el reporte del accidente se levante en un formato diseñado exprefeso para el efecto, redactado con lenguaje claro, sobre todo considerando que el policía está atendiendo un suceso conflictivo.

b.- Colaboración del conductor de transporte público en estas áreas.

En todo este proceso la labor del conductor debe ser atenta y cordial, es importante en primer término que esté consciente que no debe intentar darse a la fuga, porque pierde con ello la posibilidad de obtener caución bajo fianza y otras ventajas, como la de obtener "arraigo domiciliario".

Adicionalmente deberá hacer todo aquello que tienda a evitar que las cosas se agraven o compliquen y desde su llegada, hasta la remisión a la agencia investigadora, si es el caso, o guardar compostura, ecuanimidad y un trato amable con el policía y con los demás ciudadanos.

3.3.1.2. Deslinde de responsabilidades legales.

Cuando el policía remite a los conductores involucrados a una agencia investigadora del ministerio público, no debe ser tomado como un hecho grave, los conductores no pueden quedar incomunicados de acuerdo en el Artículo 20, fracción ii, constitucional y 134 bis del código penal.

a.- Libertad caucional.

Los accidentes de tránsito son considerados como "delitos imprudenciales" y por lo mismo se tiene derecho a "libertad caucional" siempre que el o los conductores no se encuentre en "estado de ebriedad", no hayan pretendido darse a la fuga (art. 271 párrafo 2o. del

código penal) o que siendo un servicio público local, federal o escolar, cause mas de homicidio.

Cuando el conductor resulta inculpado y desee obtener su libertad bajo "caución" (art. 271 del código penal) ésta se considera si no incurrió en los excluyentes ya señalados, cuando una vez que ya declaró se conozca la clasificación de las lesiones y los daños causados hayan sido debidamente valorados.

El agente investigador del ministerio público tomará en cuenta los daños materiales acontecidos en el percance y adicionará la valoración estimada que contiene la "tabla que fija las cauciones", tomando en cuenta la clasificación de las lesiones, basada en el salario mínimo:

b.- Arraigo domiciliario.

Cuando el conductor involucrado no cuente con la posibilidad de pagar el monto de la caución, existe otro recurso que es el arraigo domiciliario, que tiene los mismos excluyentes ya mencionados; es decir, se otorga siempre y cuando no se encuentre el conductor en estado de ebriedad, bajo el influjo de estupefacientes o haya intentado darse a la fuga y otros requisitos como son: que la pena no sea mayor de 5 años, se llegue a un convenio para reparar el daño y por último que existe una persona que a criterio de ministerio público y bajo protesta se comprometa a presentar el presunto cuando sea requerido.

c.- Deslinde de responsabilidades.

Se da en cualquier momento, en cuanto exista acuerdo entre los conductores involucrados, para que al no haber querrela tampoco exista motivo del acta o bien ésta se anule, sin importar el estado de avance que lleve. Por lo expuesto, se dijo al principio de este apartado que no resultaba grave el hecho de llegar a la agencia investigadora, en esta instancia se puede meditar mejor, no existe presión del policía o de curiosos, puede contar uno con la ayuda de un defensor o el apoyo moral de algún amigo o familiar en general puede uno tomar mejores decisiones, aunque debemos siempre recordar la vieja máxima, "más vale un mal arreglo que un buen pleito".

Como complemento vale la pena señalar las clasificaciones de ingestión de alcohol que oficialmente se consideran:

- Subclínico (casi normal) sangre 10-50 mg%.
- Ebrio incompleto (inestabilidad emocional- euforia) sangre 50-100 mg. % orina 70-100 mg.% y valores inferiores al siguiente.
- Ebrio completo (incapacidad, inercia general) sangre 300-400 mg% orina 400 a 500.

d.- Peritaje de tránsito.

Cuando a pesar de varios intentos las partes involucradas en el siniestro no se ponen de acuerdo, se solicita la intervención de los peritos de tránsito terrestre, quienes revisan cuidadosamente los vehículos y el escenario donde ocurrió el accidente en busca de los indicios que coadyuven a determinar quien es el probable responsable.

La observación del lugar incluye una cuidadosa "inspección ocular" que debe efectuarse lo mas pronto posible, ya que algunas evidencias pueden desaparecer o confundirse en el lapso de horas; se prosigue con la detección de huellas de frenamiento y arrastre, las cuales cuando están próximas a una esquina o a una intersección se pueden perder, pues los vehículos no sólo circulan sobre ellas, sino que pasan " frenando" y esto tiende a borrar rápidamente las huellas.

Generalmente no es posible que los vehículos se queden en el lugar de los hechos, a veces se procede a marcar las posiciones en que quedaron los vehículos o el policía presenta un croquis simple al ministerio público, por la importancia de despejar el lugar y normalizar el tránsito.

En términos generales el perito hace el estudio y reconstrucción del medio ambiente, la visibilidad, tipo de estado y piso de la zona de rodamiento, cruce de que se trata, señalamiento de tránsito, muestreo de las condiciones del tránsito, localización de huellas y otros indicios.

Desde luego que entre los aspectos más importantes están las huellas habiendo de distintas clases: Huellas de arrastre, de frenado, de desplazamiento, intermitentes, de rodamiento, de cuerpo duro, de cuerpo blando, mixtas y combinadas unas con otra (que

permitan establecer la velocidad de circulación). Asimismo pueden ser dobles o sencilla, clase, longitud, dirección, final, etc. También existen huellas de "cuerpo duro" (partes de metal).

Otras indicaciones pueden ser el goteo de agua del radiador, goteo de ácido del acumulador, goteo de sangre o lago hemático, fragmentos de cristales o micas, fracciones de cuerpo duro y pintura, daños en rejillas, ventanillas y jardines.

e.- *Avalúo de daños.*

Establecer con claridad los daños, en qué partes del vehículo (frente, parte trasera, costado derecho, costado izquierdo, etc.), así como penetraciones en la carrocería, corrimientos, etc. Inmediatamente se pasa a la revisión del estado de frenos, para verificar si no existe falla franca del sistema, dirección, suspensión, luces y otras posibles fallas mecánicas.

Con toda esta información el perito elabora su dictamen y éste será contundente para la delimitación de responsabilidad del accidente, precisando en su dictamen parcial el avalúo de los daños.

f.- *Intervención de aseguradoras.*

De acuerdo con el hecho de que los cada vez mas vehículos en sus diversas modalidades actualmente cuentan con seguros para los pasajeros y daños a terceros, y en algunos casos con cobertura amplia, es fundamental que inmediatamente se de aviso a la compañía aseguradora para que intervenga con toda oportunidad, por lo que es muy recomendable traer siempre en el vehículo por lo menos copia de la póliza y evitar en lo posible las instancias legales.

3.3.2. Recopilación de información de accidentes y sistemas de registro

El punto básico para el estudio de accidentes, lo representa la recopilación de la información sobre accidentes. Esta tarea, es de gran importancia, debido a que a partir de ella se pueden examinar históricamente aquellos puntos conflictivos en los que se generan accidentes de manera sistemática.

Por tanto, resulta relevante el establecimiento de mecanismos de recopilación y registro de la información de accidentes, mismos que propicien que la información registrada tenga cierta uniformidad en el sentido de la información recopilada, el uso de diagramas que especifiquen tanto la ubicación como el tipo de accidente ocurrido, la especificación de los daños, etc.

3.3.2.1. Reporte de accidentes

Generalmente, el reporte de accidentes es realizado por los agentes de tránsito, utilizando para ello formatos de registro ya elaborados, en los que se especifica claramente la ubicación del accidente (nombre de las calles), el número de ocupantes de cada vehículo involucrado en el accidente, el nombre de los conductores de los vehículos involucrados en el accidente, con sus datos generales, el tipo de vehículo, causas posibles del accidente, daños materiales estimados, la especificación del tipo de daños personales, así como las condiciones físicas del pavimento, el tipo de señalamiento y mecanismos de control de tránsito existentes, fases de semáforo, condiciones del clima, etc. Todos los elementos que pueden proporcionar los fundamentos para determinar las causas posibles del accidente. En el Apéndice "A" se presenta a manera de empleo, un formato para reporte de accidente de tránsito en área urbana.

3.3.2.2. Sistemas manuales de archivo

En un primer momento, el registro de accidentes se realiza de manera manual, mediante los reportes de accidentes, los cuales son recopilados por las autoridades correspondientes para su análisis.

Estos reportes son clasificados, para su representación gráfica en un plano de la zona en estudio, de tal forma que puedan identificarse aquellas intersecciones o tramos viales en los que con frecuencia ocurren accidentes. Analizando además, el tipo de accidentes ocurridos en cada punto para determinar el grado de incidencia por tipo de accidente.

Este tipo de planos, se elabora con el propósito de identificar la existencia de posibles patrones en accidentes ocurridos para la determinación de las causas imputables al diseño o a la señalización existentes y su corrección.

3.3.2.3 Sistemas computarizados de archivo

Además de la forma de registro manual de accidentes, se tiene el computarizado, en el que es posible almacenar una mayor cantidad de información, de tipo estadística, pero en el que no resulta práctico integrar los diagramas para cada accidente, por lo que su ventaja principal radica en el hecho de poder manejar una gran cantidad de registros de accidentes mediante códigos para facilitar su manipulación. Esto es, proporciona una forma más rápida de analizar una gran cantidad de registros de accidentes, pero reduce la posibilidad de un análisis a detalle.

3.3.3. Estadísticas de Accidentes

Un aspecto importante dentro del estudio de accidentes, es la elaboración de estadísticas, las cuales pueden ser construidas de diversas formas, dependiendo del propósito que se persiga, además de la información de que se disponga como punto de referencia o de comparación.

Las estadísticas de accidentes básicamente son indicadores que muestran la proporción de accidentes ocurridos en relación con alguna otra variable que caracterice a la ciudad o al área de estudio, como puede ser su población, la cantidad de vehículos, la cantidad de kilómetros promedio recorridos por vehículo, etc.

3.3.3.1. Tipos de estadísticas

En general, se puede hablar de tres tipos principales de estadísticas:

- Ocurrencia de accidentes
- Tipo de conductor y vehículo involucrados en accidentes
- Severidad de accidentes

Se habla de estadísticas de ocurrencia de accidentes, cuando se refiere a la cantidad y tipo de accidentes ocurridos con relación a otra variable, por ejemplo, la población total o la cantidad de kilómetros recorridos por vehículo.

Para las estadísticas por tipo de conductor o vehículo involucrados, se consideran generalmente una serie de categorías de conductores y vehículos que se involucran en los accidentes, con respecto a la población total de la zona en cuestión.

Las estadísticas de severidad de accidentes, se expresan en términos de la cantidad de muertes o lesionados a causa de accidentes, con relación al número de accidentes, a la población total o a la cantidad de kilómetros recorridos por vehículo.

Estos tres principales tipos de estadísticas pueden estratificarse en una infinidad de formas, en función de los factores de interés del analista. Algunos de los mas comunes son los siguientes:

- Tendencias en el tiempo
- Estratificación por tipo de camino o elemento geométrico
- Estratificación por características del conductor
- Estratificación por causa contribuyente
- Estratificación por tipo de accidente
- Estratificación por condiciones ambientales

Estos análisis permiten la correlación de tipos de accidentes con tipos de caminos y elementos geométricos, la identificación de poblaciones con alto riesgo de accidente, la cuantificación de la influencia en accidentes de manejar en estado de ebriedad, y otras determinaciones importantes. Muchos de estos factores pueden ser corregidos por medio de programas y políticas. Cambios en el diseño de barreras contenedoras pueden resultar de la correlación de la ocurrencia de accidentes y la severidad con cierto tipo de instalaciones. Cambios en la edad legal para beber frecuentemente ha sido una política que responde a las estadísticas de conducir en estado de ebriedad. La legislación de los requerimientos de diseño de vehículos ha resultado frecuentemente de estudios que vinculan muertes y lesionados con deficiencias identificables en el vehículo. Con los años, la legislación ha requerido características de seguridad tales como señales de dirección, sistemas de amortiguadores que absorban la energía, cinturones de seguridad, tableros acojinados, y otras mejoras en el diseño del vehículo.

Las estadísticas de accidentes y su análisis, revelan puntos en común y tender concernientes a las principales causas de los accidentes. Esto proporciona información para que se generen, desarrollen e implementen mejoras sistemáticas en diseño, control, políticas y legislación.

3.3.3.2. Razones (tasas) de accidentes y su uso

En general, cuando se habla de indicadores de accidentes se emplean proporciones, razones o tasas, debido a que de otra forma, si se utilizan las cifras totales de determinado evento (p.e., accidentes), no se tiene una referencia base que indique qué tan significativo resulta ser el evento analizado respecto al universo (p.e., población).

De aquí que se haga la distinción entre razones con base en la población total y razones con base en la población expuesta. Para el primer tipo de razones, se utilizan bases como la población total del área en estudio, la cantidad de vehículos registrados, la cantidad de conductores con licencia, la longitud total de la vialidad. Para el segundo tipo, se utilizan por ejemplo, la cantidad de kilómetros recorridos por vehículo, el tiempo de recorrido por vehículo, vehículos que circulan por determinada intersección o punto, etc.

Las razones con base en la población expuesta, involucra mas que los indicadores mencionados antes, y se debe a que la exposición a conflictos vehiculares y de otro tipo susceptibles a la ocurrencia de accidentes varía con muchos factores, incluyendo niveles de volumen vehicular, uso del suelo, grado de control de acceso, alineamiento y otros. Por tanto, para definir la exposición al riesgo de accidente, se requiere de información que es difícil de cuantificar.

Para expresar las razones de accidentes, debe tomarse en cuenta que, para que las cifras que resulten sean ilustrativas, deben introducirse escalas. Es decir, si la cifra resultante es una cantidad muy pequeña con varios decimales previos a un número significativo, es conveniente expresarlo, por ejemplo, en términos de número de accidentes por cada 100,000 habitantes, o por cada 10,000 vehículos registrados, etc.

Como ya se había mencionado, básicamente se tienen tres tipos de razones: a) razones de accidentes que describen la ocurrencia de accidentes, b) razones de fatalidad describiendo la severidad de los accidentes, y c) razones que describen el tipo de conductores y vehículos involucrados en los accidentes.

Los índices más comúnmente utilizados son los siguientes:

A) Índices con respecto a la población (IP)

Correlacionan los accidentes con la población del área de estudio; se calculan principalmente tres índices:

$$\Rightarrow \text{Índice de Accidentalidad: } I_{A/P} = \frac{\text{No. Accidentes en el año} * 100,000}{\text{No. de Habitantes}}$$

$$\Rightarrow \text{Índice de Morbilidad: } I_{MORB/P} = \frac{\text{No. de heridos en el año} * 100,000}{\text{No. de Habitantes}}$$

$$\Rightarrow \text{Índice de Mortalidad: } I_{MORT/P} = \frac{\text{No. de muertos en el año} * 100,000}{\text{No. de Habitantes}}$$

B) Índices con respecto al parque vehicular (IV)

Correlacionan los accidentes con el número de vehículos existentes en el área de estudio; se calculan principalmente tres índices.

$$\Rightarrow \text{Índice de Accidentalidad: } I_{A/P} = \frac{\text{No. Accidentes en el año} * 10,000}{\text{No. de vehículos registrados}}$$

$$\Rightarrow \text{Índice de Morbilidad: } I_{MORB/P} = \frac{\text{No. de heridos en el año} * 10,000}{\text{No. de vehículos registrados}}$$

$$\Rightarrow \text{Índice de Mortalidad: } I_{MORT/P} = \frac{\text{No. de muertos en el año} * 10,000}{\text{No. de vehículos registrados}}$$

C) Otros índices utilizados.

⇒ Índice de accidentalidad con respecto al kilometraje de viaje (I_{AK})

$$I_{AK} = \frac{\text{No. de Accidentes al año} * 1'000.000}{VK}$$

$$VK = TPDA * 365 * L$$

L = Longitud de viaje

⇒ Índice de Accidentalidad respecto al número de vehículos que entran a una intersección (I_{AVEI}).

$$I_{AVEI} = \frac{\text{No. de Accidentes al año} * 1'000.000}{V}$$

$$V = 365 * TPDA \text{ (total en la intersección)}$$

⇒ Índice de Severidad (IS): Es un estadístico ampliamente usado para descubrir la severidad de los accidentes y se define como la cantidad de muertos por accidente.

$$IS = \frac{\text{No. de muertos en un periodo}}{\text{No. de accidentes en el mismo periodo.}}$$

En el Apéndice "B" se presentan las principales estadísticas de accidentalidad en México, expresadas en los índices antes mencionados.

3.3.3.3. Representación gráfica de estadísticas y su uso

En la preparación y revisión de gráficos de estadísticas, el analista debe conocer que *no dicen* así como lo que *si dicen*. Es decir, en la construcción de gráficos, debe tenerse mucho cuidado en las variables que se introducen y con las que se hará comparación de los índices de accidentes, con el propósito de lograr una visión mas amplia, sobre todo en la utilización de estadísticas históricas, teniendo cuidado de no propiciar una mala apreciación del fenómeno.

3.3.3.4. Determinación de lugares con alta accidentabilidad

Como ya se comentó previamente, dentro de los estudios de accidentes, es importante la determinación de lugares que presentan una alta incidencia en accidentes, para lo que es necesario que los reportes de accidentes sean resumidos en un plano, teniendo cuidado de representar esquemáticamente la ubicación de los accidentes ocurridos, así como la utilización de simbología adecuada que denote las características principales del incidente.

Normalmente, para la elaboración de estos mapas, se consideran los reportes de accidentes para un año en específico. Así, estos planos son un resumen de todos los accidentes que fueron registrados en la ciudad o área de estudio. De esta forma, se identifica el o los lugares conflictivos que son propicios para la ocurrencia de accidentes.

Los "mapas de frecuencias de accidentes" son las representaciones más comunes y se elaboran año con año a fin de hacer comparaciones de los logros que en materia de seguridad se obtienen con las reformas al diseño geométrico y otras medidas adoptadas, resultando prudente colocar un símbolo por cada accidente y no por cada víctima, ya que lo que importa a la ingeniería de tránsito es la repetición de percances en el mismo lugar, lo que implica revisar sus condiciones físicas y operacionales.

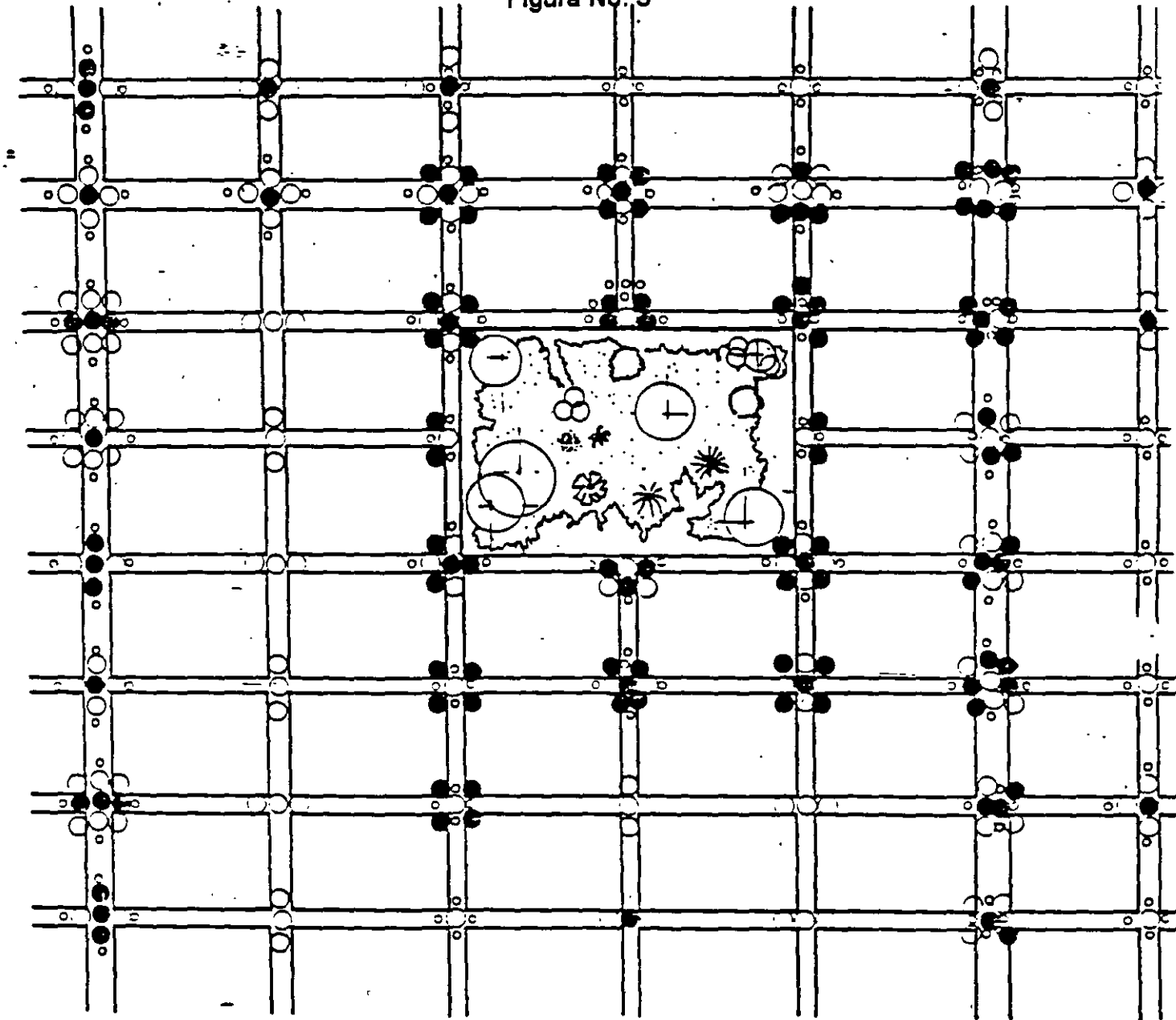
Este mapa permite al estudioso de la seguridad establecer un listado con las intersecciones y tramos con mayor incidencia de accidentes, para cuya jerarquización se utiliza un puntaje decreciente que resulta de un valor ponderado: de diez puntos al accidente mortal, cinco puntos al accidente con lesionados y tres puntos al accidente con daños materiales, el cual es de gran valía para asignar recursos económicos mediante programas de señalamiento, diseño, vigilancia e iluminación donde mayor beneficio reditue. (ver figura No. 3)

3.3.3.5. Análisis estadístico de información de accidentes antes-después

Este tipo de análisis, se realizan con el propósito de evaluar la eficiencia de las acciones tomadas para la corrección del problema que se identificó propiciaba accidentes. Básicamente consiste en la revisión histórica de la incidencia de accidentes en un punto determinado de la vialidad, para hacer comparaciones entre los índices existentes antes de corregir el problema.

MAPA DE FRECUENCIA DE ACCIDENTES

Figura No. 3



SIMBOLOGIA		
●	ACCIDENTE MORTAL	VALOR: 10 PUNTOS
○	ACCIDENTE CON LESIONADOS	VALOR: 5 PUNTOS
○	ACCIDENTE SOLO CON DAÑOS MATERIALES - - - - -	VALOR: 3 PUNTOS

y después de haberlo corregido. Es importante que el período que se considere para el análisis sea representativo en cuanto a que los conductores conozcan y se acostumbren a las modificaciones que se realicen ya sea en elementos de diseño geométrico, señalamiento o dispositivos de control de tránsito.

3.3.4. Análisis de Sitio

Una vez que se tienen identificados aquellos lugares conflictivos, se procede a realizar lo que se llama un análisis de sitio, que es un estudio detallado de una intersección o tramo de la vialidad en el que de manera sistemática ocurren accidentes. Este análisis de sitio, consiste en realizar un levantamiento de las características físicas y operativas de la intersección o tramo, para que, tras un análisis del tipo de accidentes ocurridos en dicho punto, pueda ser determinado el elemento o factor que propicia la ocurrencia de accidentes.

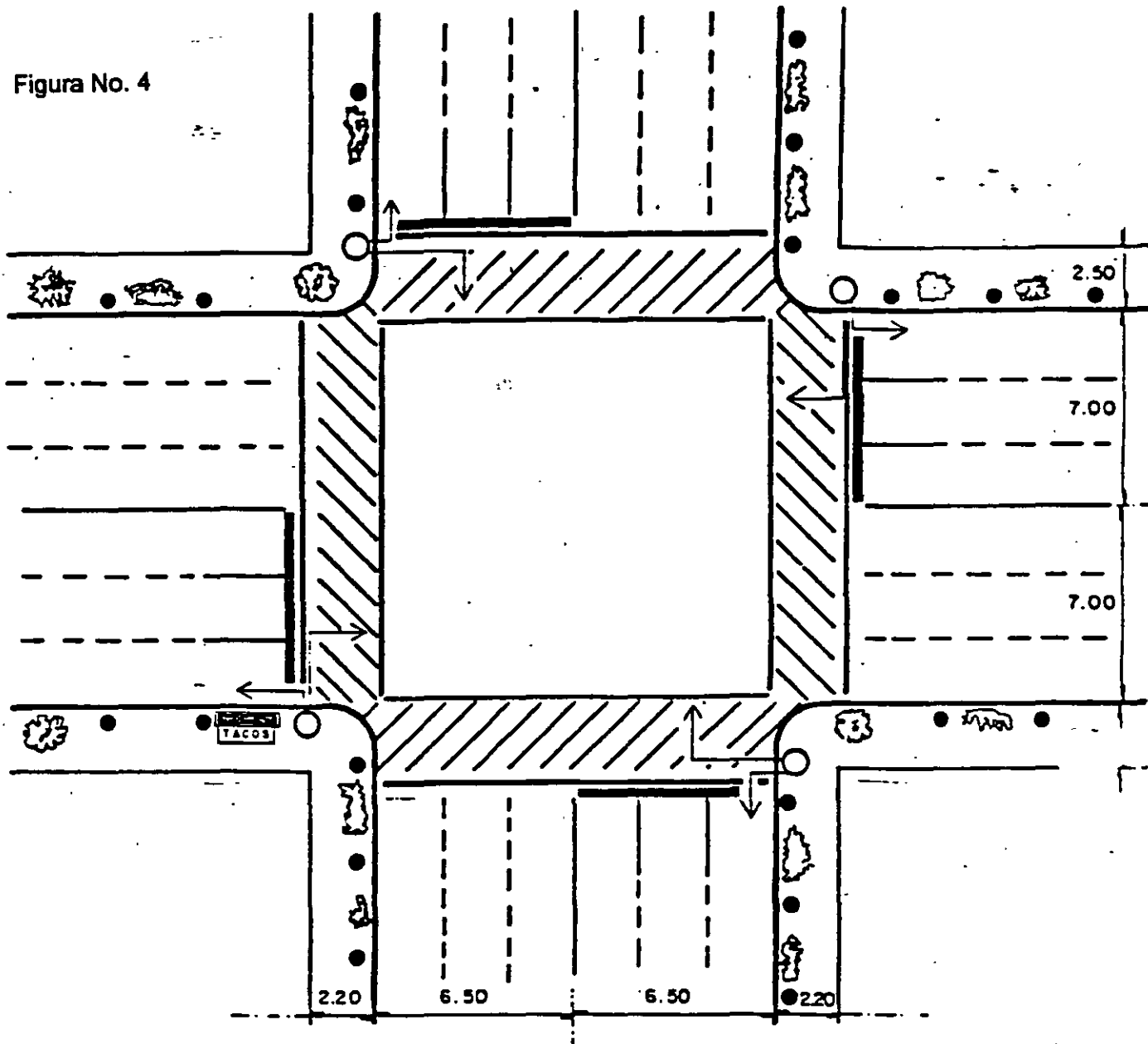
3.3.4.1. Diagrama de condiciones

En un primer momento, para un análisis de sitio, se elabora lo que se denomina un Diagrama de Condiciones, que consiste en un croquis detallado del sitio considerado como de alta accidentabilidad, en el que se incluyen todas las características físicas de dicho tramo: número de carriles por sentido, ancho de los carriles, nombre de las calles, carriles exclusivos de vuelta izquierda, dispositivos de control de tránsito, ancho de las fajas separadoras, señalamientos vertical y horizontal, elementos que disminuyan la visibilidad (obstáculos), condiciones del pavimento, tipo de instalaciones (uso del suelo), etc. (ver figura No. 4)

3.3.4.2. Diagrama de colisiones

El diagrama de colisiones, consiste en representar detalladamente cada uno de los accidentes ocurridos en el tramo o intersección en análisis, valiéndose de simbologías ya establecidas, de tal forma que se indiquen claramente las características de cada accidente, tales como tipo de vehículo, tipo de accidente, día y hora del día en que ocurrió el accidente, tipo de daños, trayectoria seguida por el o los vehículos tras el accidente, etc. El diagrama de colisiones es un plano fuera de escala de la intersección conflictiva, en el cual, mediante simbología a base de flechas que indican la trayectoria de los vehículos, antes del percance, y círculos llenos o

Figura No. 4



RELACION: ACCIDENTES - CONDICIONES FISICAS

COLISIONES EN ANGULO RECTO:

- TIEMPO DE LUZ AMBAR
- VISIBILIDAD DE SEMAFOROS

ATROPELLAMIENTOS:

- PUESTOS Y OBSTACULOS EN BANQUETA

vacíos que indican accidentes mortales o con lesionados; se asientan todos los percances ocurridos cuando menos durante un año.

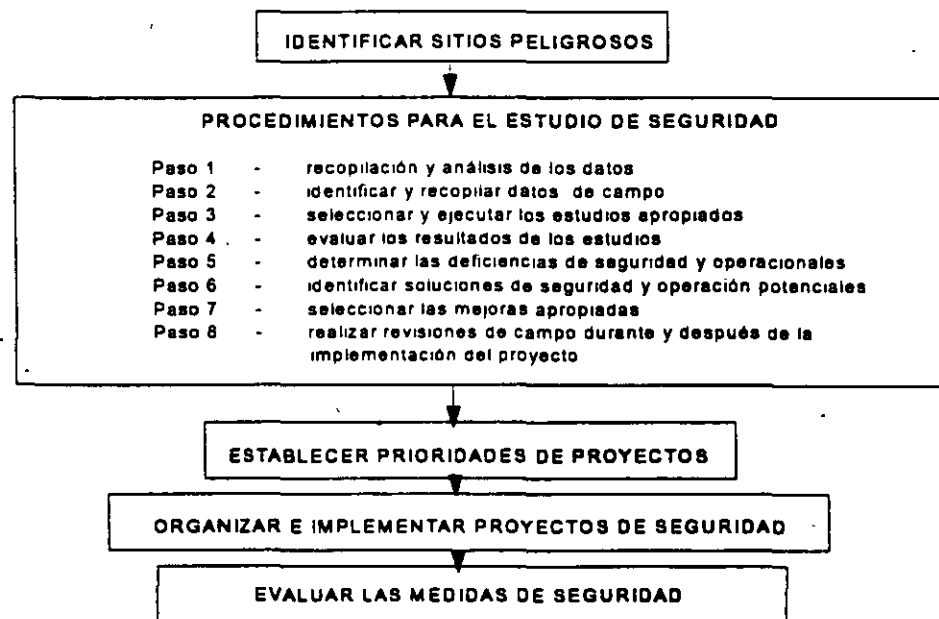
En este diagrama pueden verse los diferentes tipos de accidentes y la mayor acumulación de algunos de ellos. La anotación al lado de las flechas, del día, de la semana y la hora del día en que aconteció el accidente, permite relacionarlos con las condiciones imperantes del tránsito, condiciones de la iluminación, etc.

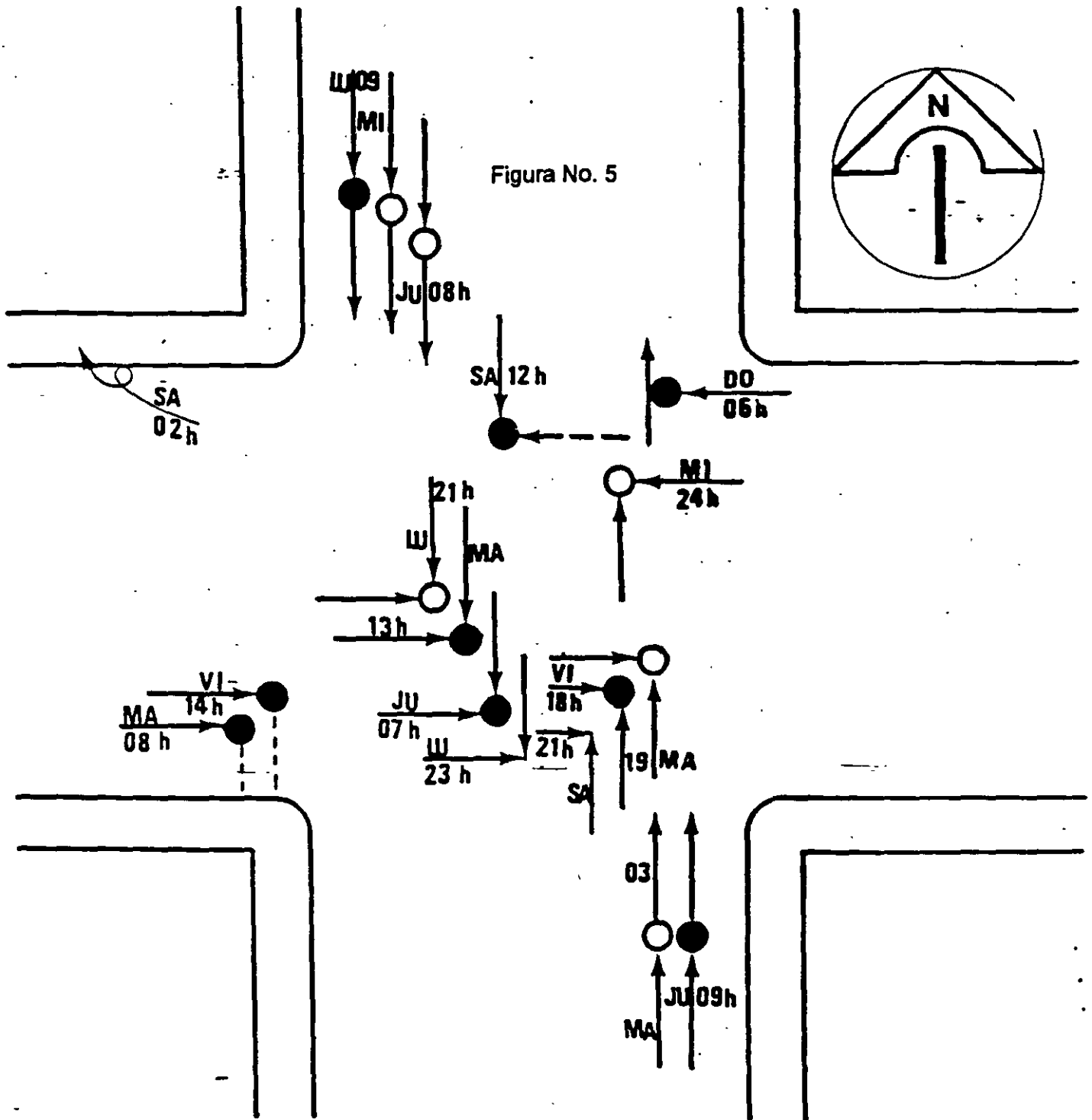
Con esta valiosa herramienta, como antecedente, el ingeniero recorre con todo cuidado y en repetidas ocasiones la intersección, tanto como conductor, como peatón y como pasajero, con el fin de detectar la relación entre las condiciones físicas de operación, diseño y señalamiento con los accidentes ocurridos. (ver figura No. 5)

3.3.5. Cómo llevar a cabo un estudio de seguridad en carreteras - síntesis.

3.3.5.1. Descripción de Procedimiento

Figura No. 6 PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR UN ESTUDIO DE SEGURIDAD VIAL





S I M B O L O G I A			
	VEHICULO EN MOVIMIENTO		COLISION TIPO ALCANCE
	BICICLETA EN MOVIMIENTO		COLISION EN ANGULO RECTO
	PEATON CAMINANDO		COLISION LATERAL
	ACCIDENTE MORTAL		COLISION DE FRENTE
	ACCIDENTE CON LESIONADOS		PERDIDA DE CONTROL
	ACCIDENTES CON DAÑOS MATERIALES		CAIDA DE PASAJEROS

Paso 1: Obtener y analizar información preliminar.

Se deberá obtener el registro de accidentes de los últimos tres años y serán utilizados como información primaria.

Paso 2: Obtener e identificar datos de campo

Un repaso de campo tiene los siguientes propósitos:

- a) La observación de operación del tráfico en el lugar
- b) Verificación y cotejo de elementos físicos del lugar
- c) Verificación de posibles sectores deficientes
- d) Identificación, verificación o eliminación de posibles causas de accidentes obtenidos en una lista como resultado del paso 1.
- e) Preparar un diagrama con las condiciones del lugar.

Las visitas a campo deben hacerse en momentos representativos (si en la noche es que ocurren los accidentes, es de noche que se debe hacer la investigación). Antes de hacer esta revisión en el campo se debe haber visto y estudiado toda la información disponible.

Paso 3: Seleccionar y llevar a cabo estudios apropiados

La selección apropiada de los estudios se hace identificando las posibles causas de accidentes, reveladas por el análisis de accidente, quejas y observaciones de campo.

Paso 4: Evaluar resultados de estudios.

El propósito es evaluar la información obtenida en el análisis de campo para verificar o identificar deficiencias en seguridad. Este paso es uno hecho en oficina y consistente en conseguir el diagrama de colisiones a escala e integrando todos los resultados del estudio.

Paso 5: Determinación de deficiencias Operacionales y de Seguridad..

El propósito de este paso es determinar si los resultados de los estudios reafirman o eliminan algunas de las posibles causas o deficiencias de seguridad que se pueden utilizar para identificar medidas apropiadas.

Paso 6: Identificación medios de Seguridad y mejoras Operacionales.

El propósito es desarrollar medidas que ayuden a identificar deficiencias en seguridad. Estas medidas serán una extensión lógica de los resultados de los estudios y complementados por experiencia en trabajos pasados.

Paso 7: Seleccionar mejoras apropiadas

Aquí se determina el tipo de medida más apropiado y se combinan para mejorar el proyecto. Al seleccionar el tipo de medida se deberá tener en cuenta si el área es una de bajo tráfico vehicular o una de alto tráfico vehicular donde se debe considerar los efectos de ruido y contaminación del aire y otros.

Paso 8: Hacer revisiones de campo durante y después de hacer las mejoras..

Aquí se trata de mejorar la situación por inspecciones durante y después de la implementación de las mejoras. Aquí se cotejará que todo se instala como lo especificado. De ocurrir cambios se recomienda la inspección luego de completada la construcción, para asegurar que todos los elementos sean instalados de forma correcta.

3.3.5.2. Consideraciones económicas.

Es necesario realizar análisis económico cuando hay disponible dos o más medidas para aliviar las deficiencias de seguridad.

El análisis envuelve, estimar **Beneficios y Costos**, en donde la reducción de accidentes se consideran los beneficios y los costos son todos aquellos gastos incurridos por la dependencia para reducir los accidentes.

● Posibles beneficios pueden ser:

- Disminución de daños materiales
- Reducción del número de heridos
- Reducción de número de muertos
- Disminución de tiempos perdidos

● Posibles costos pueden ser:

- Adquisición de Derecho de vía
- Equipo de Seguridad / Mercancía comprada
- Instalación / Costos de Construcción
- Mano de Obra
- Costos de Mantenimiento
- Costos de Operación
- Costos de Consultoría

● Otros factores considerados en el análisis económico son:

- Tasas de interés
- Equipo
- Depreciación

Luego de tener los valores de beneficios y costos se utilizan dos métodos de análisis:

1. Método Costo - Efectividad

$$C/E = \frac{\text{costo anual uniforme equivalente}}{\text{número accidentes reducidos por año}}$$

El proyecto con la menor razón de costo-efectividad (C/E) para reducir accidentes es considerado el más atractivo.

2. Método de Razón Beneficio-Costo

$$B/C = \frac{\text{beneficios del proyecto anuales (dólares)}}{\text{costos del proyecto anuales (dólares)}}$$

Aquí se preparan costos estándares de accidentes al igual que de beneficios. Alternativas con altos B/C son económicamente atractivas.

3.3.5.3. Otros estudios.

Se pueden hacer otros estudios para determinar deficiencias en carreteras y causas de accidentes tales como:

- Estudios de tiempo de viaje y demoras
- Estudios de capacidad en la vía e intersecciones
- Estudios de espaciamiento y de densidad
- Estudios de longitudes de cola
- Estudios de fricción en el pavimento
- Estudios relacionados con el clima
- Estudios de cruces escolares
- Estudios de cruces de trenes
- Estudios de equipo de control de tráfico
- Estudios de peatones y ciclistas.

Todo estará al criterio del investigador de hacer el estudio que el crea necesario.

3.3.6. Medidas para reducir la accidentalidad

3.3.6.1. En intersecciones.

Del análisis de toda la información obtenida se está en posibilidades de establecer cuales son aquellas medidas que deben tomarse para abatir los accidentes, entre las cuales, por su beneficio, destacar las siguientes:

- 1.- Establecimiento de calles de sentido único, que permiten abatir el número de puntos de conflicto entre vehículos, a la cuarta parte, al pasar de 32 a 8 puntos de conflicto. Esta importante medida, además de beneficiar a los conductores resulta sumamente benéfica, para los peatones, quienes solo deben voltear hacia un lado antes de cruzar.

Adicionalmente con esta acción de bajo costo, se logran evitar los accidentes de frente que son los más peligrosos, y los debido a deslumbramiento, así como alcanzar niveles más adecuados de coordinación de los semáforos, abatir los tiempos de recorrido, el congestionamiento y la contaminación. (ver figura No. 7)

- 2.- Mejorar la visibilidad y programación de los semáforos, poniendo especial cuidado en que la distribución de su ciclo, no solo atienda las corrientes vehiculares, sino también a las peatonales, y el tiempo de luz ámbar dure lo necesario.
- 3.- La eliminación de puestos, marquesinas y otros obstáculos, que restan visibilidad a conductores y peatones, y con la misma finalidad, la supresión de estacionamiento y el cambio de lugar de ascenso y descenso de pasaje de la esquina a la mitad de la cuadra anterior o posterior.
- 4.- La revisión y complemento del señalamiento vertical y horizontal necesario en la intersección, poniendo especial énfasis en las marcas sobre el pavimento para el paso de peatones.
- 5.- Cuando no basta con medidas de orden práctico como las señaladas se procederá a la revisión y modificación, en su caso, del diseño geométrico de la intersección.

Existen otras medidas que dependen especialmente de la mayor frecuencia de accidentes en horarios nocturnos, como lo es mejorar los niveles de iluminación en las intersecciones conflictivas enlistadas.

PUNTOS DE CONFLICTO EN UNA INTERSECCION DE DOBLE SENTIDO

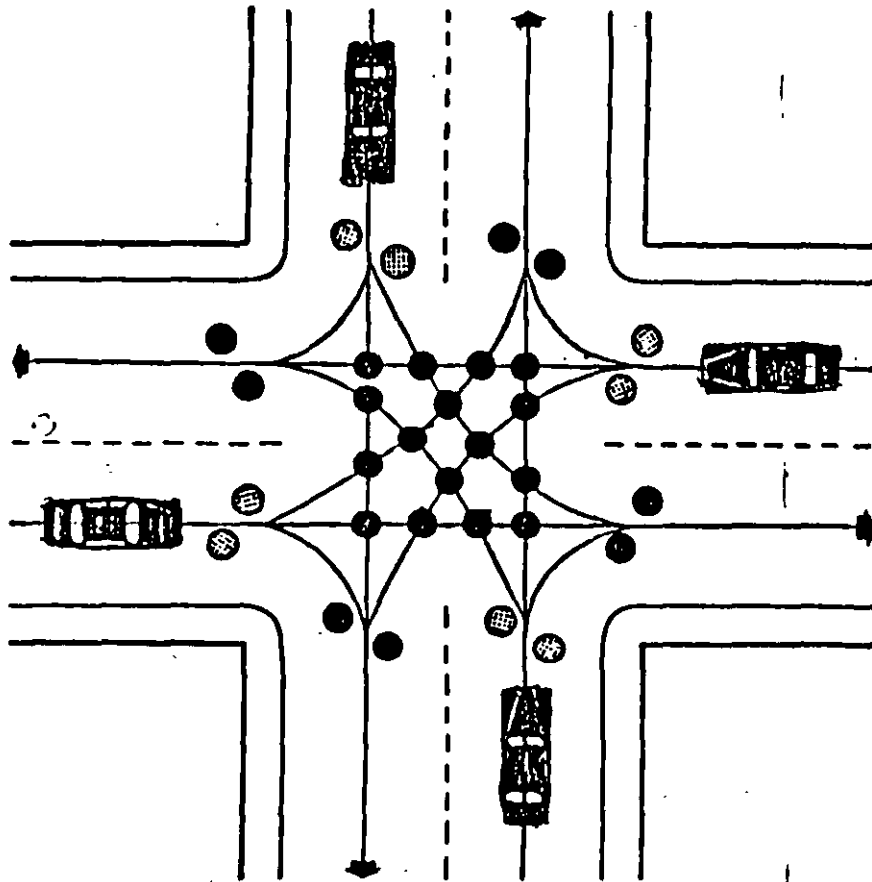


fig.4 ● 16 P.C. POR CRUCE
 ⊞ 8 P.C. POR DIVERGENCIA
 ⊠ 8 P.C. POR CONVERGENCIA
32 TOTAL

PUNTOS DE CONFLICTO EN UNA INTERSECCION DE UN SOLO SENTIDO

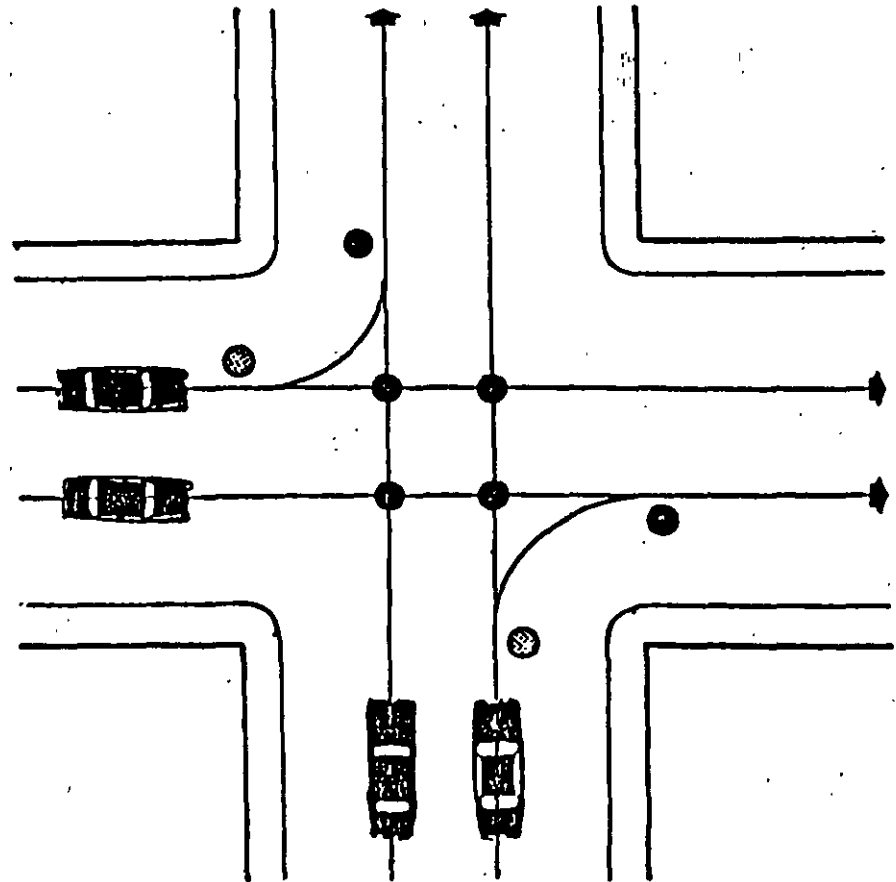


fig.5 ● 4 P.C. POR CRUCE
 ⊞ 2 P.C. POR DIVERGENCIA
 ⊠ 2 P.C. POR CONVERGENCIA
8 TOTAL

PUNTOS DE CONFLICTO EN UNA INTERSECCION DE

323

3.3.6.2. En carreteras.

Existen innumerables acciones que se pueden implementar para mejorar la seguridad en carreteras; a continuación se presenta un listado de las mismas:

- a. Repavimentación
- b. Señalización en carreteras
- c. Modificación y/o instalación de señales de tránsito
- d. Remoción de obstáculos en carreteras
- e. Instalación de tachas reflectoras (violetas)
- f. Repavimentación en áreas de poca fricción.
- g. Reemplazo de barreras
- h. Instalación de señales y luminarias en caso de accidente
- i. Disminuir pendientes altas
- j. Remoción de obstáculos a la visibilidad

3.3.7. Evaluación de programas de reducción de accidentalidad.

La evaluación es el último y más importante paso en un programa de seguridad. Evaluaciones certeras pueden proveer información para lograr que estas mejoras sean más efectivas y eficientes. Revisiones informales pueden proveer indicaciones a corto plazo sobre la efectividad del proyecto y ayuda a identificar problemas. La evaluación formal provee medidas cuantitativas de la efectividad de un proyecto que puede ser utilizado en la planificación, itinerario e implementación de proyectos futuros. Estas evaluaciones formales se deben llevar a cabo cuando se quiere implementar proyectos innovadores, de alto costo o de amplia utilidad.

Existen dos tipos principales de evaluación:

A) EVALUACIÓN DE EFECTIVIDAD - Analiza la información de costo y beneficio para determinar si los proyectos de seguridad completados fueron efectivos en lograr los objetivos. La tasación de efectividad se basa en cambios medidos en características de

accidentes; como ejemplo se tienen accidentes totales, severidad del accidente o tipos específicos de accidente o aquellas medidas que no se basan en accidentes, como ejemplo la razón de conflicto de tráfico.

La evaluación de efectividad un proyecto de seguridad completado se realiza en las siguientes etapas.

A1. Preparar Plan de Evaluación

El primer paso es el desarrollo de un plan de evaluación. El plan provee una guía general y dirección al estudio de la evaluación. Ofrece la oportunidad de pensar en todo el proceso de evaluación y establecer el procedimiento anticipado de la evaluación para referencias futuras.

La preparación de un plan de evaluación incluye lo siguiente:

- ❖ Seleccionar proyectos para evaluación
- ❖ Estratificar los proyectos por propósitos
- ❖ Establecer objetivos de evaluación y medidas de efectividad (ME)
- ❖ Seleccionar el plan experimental
- ❖ Determinar requisitos de datos (información)
- ❖ Preparar reporte del plan de evaluación.

A2. Recopilar datos y seleccionar lugares de control:

Para una evaluación efectiva es necesario información de tráfico y accidente. Los lugares de control son seleccionados usando los siguientes procedimientos:

- i. Identificar y registrar posibles lugares de control. Características importantes incluye alineación horizontal y vertical, número de carriles, control de acceso, ancho del terreno y otros.
- ii. Registrar otros factores como condiciones climatológica, velocidad del vehículo.

iii. Seleccionar uno o más lugares de control que reúnan los requisitos.

Un factor crítico a considerar en el proceso de recopilación de datos es delinear los límites del proyecto y puntos de control. Los límites deben incluir sólo el área incluida en la medida. Los datos del accidente deben ser tabuladas por tipo de accidente, severidad, tiempo del día, condiciones de superficie y clima.

A3. Comparar medidas de efectividad (ME)

La comparación de los valores de ME y sus cambios determina la efectividad del proyecto.

A4. Realizar análisis estadísticos.

Las pruebas estadísticas son utilizadas para decidir si los cambios observados en el ME es suficientemente grande para concluir que el proyecto de seguridad fue la causa probable del cambio. Un método utilizado es la curva de Poisson, alternativa para determinar si la magnitud del cambio observado en la medida de efectividad es suficientemente grande para ser considerada significativa.

A5. Conducir análisis económicos.

Un análisis económico es la manera de probar el costo-efectividad del proyecto. Combina información en costo y beneficio (reducción de accidentes). Existen varias técnicas, las dos más comunes son:

- i. Beneficio / costo (B/C)
- ii. Costo / efectividad (C/E)

A6. Documentar resultados de la evaluación.

La efectividad de un proyecto es determinada por los cambios en la medida de efectividad (ME); corresponde a medir la importancia de los cambios de forma estadística y económica.

Un informe de evaluación debe describir la efectividad del proyecto y su utilidad para problemas de seguridad similares. El informe debe ser breve y conciso y debe incluir el estudio de evaluación, los hallazgos y conclusiones.

B) EVALUACIÓN ADMINISTRATIVA - La evaluación administrativa consiste en determinar la cantidad de mano de obra, equipo, material y el tiempo requerido para completar el proyecto. Esta evaluación sólo se llevará a cabo en el nivel de detalle necesario para proveer información útil. Si el proyecto es realizado por un contratista externo es deseable obtener sólo la información de costo, tiempo de implementación, problema no anticipados y gastos en la preparación de planos y la inspección del proyecto.

Se diseña para proveer una retroalimentación, pero no es reemplazable, para el programa y evaluación del proyecto. Estas evaluaciones exploran tres factores:

- i. Gasto de los recursos actuales
- ii. Requisito de recursos actuales vs. planificados
- iii. Productividad de las actividades implementadas.

4. ELEMENTOS DE UN PROGRAMA DE SEGURIDAD VIAL

Como se ha venido comentando a lo largo del documento, el concepto de Seguridad Vial no debe circunscribirse de manera exclusiva a los Accidentes de Tránsito, ya que éstos constituyen solamente uno de los elementos del concepto integral de Seguridad.

El tema de Seguridad Vial en la Actualidad, ha merecido especial interés por parte de investigadores, técnicos y funcionarios de gobierno de los países desarrollados, proceso al cual recientemente se han venido incorporando los países con menor grado de desarrollo, debido al evidente impacto económico y social que los accidentes de tránsito representan para sus habitantes.

Para lograr una mejor seguridad vial en cualquier área de estudio se debe involucrar a todos los sectores participantes del sistema identificando los principales elementos a seguir: iniciativa privada, infraestructura, equipo rodante, usuarios y la autoridad.

Un Programa de Seguridad Vial no garantizará por sí solo, su correcta aplicación y desarrollo, razón por la cual se plantea la sistematización de procesos que integren todos sus componentes a manera de establecer un flujo permanente de información, que permita una retroalimentación del Sistema, para realizar los ajustes necesarios en la toma de decisiones por la dependencia responsable, en búsqueda de la expectativa de un alto porcentaje de seguridad en el desplazamiento de un origen a un destino.

El concepto de Seguridad Vial involucra todos los elementos que de manera directa o indirecta tienen relación con la ocurrencia de accidentes y comprende por lo tanto, desde la capacitación a potenciales conductores (niños de niveles preescolares) hasta la aplicación de medidas tendientes a abatir los siniestros de tránsito. De manera enunciativa pero no limitativa, se mencionan a continuación, los elementos que deberán ser tomados en cuenta dentro de un Programa de Seguridad Vial.

a.- Educación Vial: Es el conjunto de conocimientos que tiene por objeto preparar a niños, jóvenes y adultos en general, para que sepan conducirse con mayor seguridad como pasajeros, peatones y conductores en la vía pública. La Educación Vial desde el punto de vista pedagógico deberá estar incorporada en los programas educativos desde niveles básicos de kínder y preprimaria.

La Educación Vial debe impartirse a todos los sectores usuarios de la vía pública:

- .- A niños desde los niveles básicos de escolaridad.
- .- A jóvenes en primaria, secundaria y preparatoria.
- .- A conductores: Previo a la obtención de su licencia de manejo, y posteriormente luego de que haya cometido infracciones al tránsito.
- .- Al público en general, a través de campañas masivas de seguridad vial.

b.- Estructura Institucional: Se refiere a las dependencias responsables del manejo de la seguridad vial, haciendo énfasis en la necesidad de disponer de organismos que cuenten con las herramientas técnicas, con la capacitación suficiente y con solvencia moral.

Deberá existir una dependencia que se encargue del desarrollo, la implementación y seguimiento de un programa de Seguridad Vial.

Una de las funciones básicas de los organismos institucionales será garantizar la continuidad en el proceso de planeación de la seguridad vial y la implementación de las acciones previstas.

- c.- **Normatividad:** Se debe contemplar en la Ley y en sus Reglamentos los elementos necesarios para disponer de las normas que rijan tanto el diseño de los vehículos como el de las carreteras y otros servicios complementarios relacionados de manera directa con la seguridad vial.
- d.- **Marco jurídico:** Se debe disponer de una legislación que permita la aplicación eficaz de sanciones y penalizaciones en general, a todos los infractores de las leyes del tránsito.
- e.- **Profesionalización de los cuerpos de vigilancia:** Es indispensable para alcanzar logros reales en los programas de seguridad vial, la profesionalización de los cuerpos policíacos encargados de vigilar la operación del tránsito y de apoyar en la reducción de accidentes. Si no se erradica la corrupción por una parte y si no se eleva el nivel de capacitación de policía de tránsito, resultará imposible el logro de objetivos integrales para mejorar la seguridad vial.
- f.- **Red de servicios médicos de emergencia:** Un sistema adecuado para la atención de heridos logrará reducir de manera importante el número de decesos por accidentes de tránsito; muchos de las muertes en estos siniestros, son ocasionadas por la falta de atención oportuna y profesional a los heridos.

Como ejemplo de este tipo de acciones, en Francia se implementó en cada hospital el "Centro de Alarma para las Emergencias Médicas", dotado con un importante número de teléfonos de servicio gratuito para que se reporten oportunamente los accidentes ocurridos y se haga una preevaluación de la urgencia de estar en el sitio y del equipo necesario para la atención médica. En traumatología por ejemplo, el tiempo de mejor eficiencia terapéutica para los cuidados intensivos prehospitalarios es antes de los 60 minutos; en la primera hora muchas muertes y secuelas pueden ser evitadas por los profesionales en el lugar del accidente.

- g.- Autorizaciones para conducir vehículos:** La expedición de licencias y el otorgamiento de permisos especiales deberán estar sujetos a un estricto examen en donde el aspirante deberá demostrar su conocimiento técnico en la conducción del vehículo y de las leyes y reglamentos de tránsito, como su capacidad psicológica para ponerse al frente de un volante. La falta de controles rigurosos en este sentido, ha originado que personas poco aptas técnica o psicológicamente estén conduciendo vehículos, convirtiéndose en armas mortales para la sociedad en general.
- h. Estudio de Accidentes:** Como se comentó anteriormente, el estudio de accidentes constituye una herramienta fundamental para el análisis integrado de las causas y consecuencias de los accidentes, así como para la definición de las acciones requeridas para reducir este tipo de siniestros en zonas o puntos específicos. El manejo estadístico de la información es uno de los aspectos importantes y de gran utilidad del estudio de accidentes.
- i.- Manejo integrado de la accidentalidad:** Aprovechando la información del estudio de accidentes se deberá implementar un banco de datos de los conductores que sirva para diferentes fines: suspensión temporal o revocación definitiva de la licencia de conducción, valoración por parte de las agencias aseguradoras del monto individualizado de las pólizas, impartición de cursos de capacitación a conductores infractores, etc.
- j.- Enseñanza profesional e investigación:** Debe existir personal profesional preparado para hacer frente a la Seguridad Vial; para ello deberá impulsarse la impartición como cátedra en algunas ingenierías y como licenciatura y especialización. Así mismo, se tendrán que implementar centros de investigación con el objetivo de desarrollar técnicas de seguridad en los diferentes niveles, que sean acordes con la realidad local y regional.
- k.- Inspección periódica a vehículos y exámenes a conductores:** La inspección vehicular se debe realizar en forma periódica a todos los tipos de vehículos, con mayor frecuencia a aquellos que prestan servicio público de pasajeros. Asimismo, con el propósito de conocer el estado de salud de los conductores, se deben practicar exámenes Psicosfísicos Integrales que permitan la detección oportuna de padecimientos.

Con los resultados obtenidos se elaboran los diagnósticos y se dictamina sobre la aptitud psicofísica, propiciando así, la selección de individuos idóneos para efectuar sus actividades laborales con mayor eficacia, eficiencia y seguridad.

Todos los puntos anteriores constituyen lineamientos básicos para el desarrollo de programas que incrementen la seguridad en la circulación vehicular. Sin embargo no hay que perder de vista que en los accidentes de tránsito y sus consecuencias, las posibilidades reales de modificar primero su crecimiento acelerado y segundo su disminución hasta niveles aceptables, radica en lograr cambios de conducta en todos los elementos humanos e involucra a toda la sociedad, incluyendo a los políticos, los sectores del aparato gubernamental, los que construyen o mantienen las vialidades, los servicios médicos, los vehículos y las autopartes, y por supuesto, los conductores de vehículos, los pasajeros y los peatones.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- **"SEGURIDAD VIAL"** - Conferencia - Guerra Solalinde Hector Ing. Agosto de 1993.
2. **"SEGURIDAD EN CARRETERAS"** -Seminario-. Cal y Mayor Leach Patricio Ing. y Sánchez Jaimes Omar Ing., Mayo de 1996.
3. **"INCIDENTES Y SEGURIDAD VIAL"**, - Apuntes -, Silva Boby, Puerto Rico.
4. **"A SYSTEMATIC APPROACH TO ROAD SAFETY IN DEVELOPING COUNTRIES,** The World Bank, Policy Planning and Research Staff, Infrastructure and Urban Development Department; por Carlson Gunnar y Hedman Karl-Olov, Enero 1990.
5. **"TRAFFIC ENGINEERING"**, Mcshare William R. Roger P. Roess, Prentice Hall, Englewood Cliffs. Cap. 8 - Accident Studies.
6. **"EDUCACION VIAL SEGURIDAD EN EL TRANSITO"**, Cal y Mayor R. Rafael Ing. . México D.F., 1974.
7. **"INGENIERIA DE TRANSITO"**, Fundamentos y Aplicaciones, Cal y Mayor R. Rafael y Cárdenas Grisales James. México D.F., julio de 1974.
8. **"SISTEMA DE SEGURIDAD VIAL"** -Seminario Internacional -

A P E N D I C E " A "

**FORMATO PARA REPORTE DE ACCIDENTE DE TRÁNSITO
EN ÁREA URBANA.**

ENTRE LAS CALLES: _____

COLONIA: _____

DELEGACION: _____

FECHA: HORA: DIA DE LA SEMANA (L M M J V S D)

PARA SER LLENADO EN LA OFICINA

INTERSECCION	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	REP: <input type="text"/>
COLONIA	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
DELEGACION	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	

1	MARCA	MOD	TIPO	PLACAS N°	NOMBRE PROPIETARIO	DOMICILIO	
NOMBRE CONDUCTOR				LICENCIA N°	TIPO	EXPEDIDA POR	DETEN? EDAD SEXO LESION
DOMICILIO				CHOF	AUTO	SI NO	M F M L I
CIA. SEGUROS		N° POLIZA	PARTES DAÑADAS DEL VEHICULO	ESTIMACION DAÑO N°	VEHICULO RECOGIDO POR (NOMBRE)	LLEVADO A	
NOMBRE OTROS OCUPANTES			DOMICILIO	DETEN? EDAD SEXO LESION IAG MP ATENCION MEDICA			
				SI NO M F M L I			
				DETEN? EDAD SEXO LESION IAG MP ATENCION MEDICA			
				SI NO M F M L I			

2	MARCA	MOD	TIPO	PLACAS N°	NOMBRE PROPIETARIO	DOMICILIO	
NOMBRE CONDUCTOR				LICENCIA N°	TIPO	EXPEDIDA POR	DETEN? EDAD SEXO LESION
DOMICILIO				CHOF	AUTO	SI NO	M F M L I
CIA. SEGUROS		N° POLIZA	PARTES DAÑADAS DEL VEHICULO	ESTIMACION DAÑO N°	VEHICULO RECOGIDO POR (NOMBRE)	LLEVADO A	
NOMBRE OTROS OCUPANTES			DOMICILIO	DETEN? EDAD SEXO LESION IAG MP ATENCION MEDICA			
				SI NO M F M L I			
				DETEN? EDAD SEXO LESION IAG MP ATENCION MEDICA			
				SI NO M F M L I			

3	MARCA	MOD	TIPO	PLACAS N°	NOMBRE PROPIETARIO	DOMICILIO	
NOMBRE CONDUCTOR				LICENCIA N°	TIPO	EXPEDIDA POR	DETEN? EDAD SEXO LESION
DOMICILIO				CHOF	AUTO	SI NO	M F M L I
CIA. SEGUROS		N° POLIZA	PARTES DAÑADAS DEL VEHICULO	ESTIMACION DAÑO N°	VEHICULO RECOGIDO POR (NOMBRE)	LLEVADO A	
NOMBRE OTROS OCUPANTES			DOMICILIO	DETEN? EDAD SEXO LESION IAG MP ATENCION MEDICA			
				SI NO M F M L I			
				DETEN? EDAD SEXO LESION IAG MP ATENCION MEDICA			
				SI NO M F M L I			

NOMBRE PEATON		DOMICILIO	EDAD SEXO LESION	LLEVADO A
			M F M L I	
			EDAD SEXO LESION	LLEVADO A
			M F M L I	
			EDAD SEXO LESION	LLEVADO A
			M F M L I	

CALLE (NOMBRE)	PRIORIDAD	VEL MAX AUT	DAÑO A LA CALLE	DAÑOS A LAS PROPIEDADES

TESTIGOS	Nombre	
	Domicilio	
	Nombre	
	Domicilio	

CLAVES	LESIONES (Use una letra)
	M MUERTOS
	X MEMORRAGA, FRACTURA, REQUIERE CAMILLA
	L OTRAS LESIONES REQUIERE CAMILLA
	C SIN HERIDAS VISIBLES, QUEJANDOSE
I LESO	

A	ATENCION MEDICA
B	SERVICIO MEDICO D
C	CRUZ ROJA
D	ESSTE
E	ERUM
F	MSS
G	SERVS MEDICOS EC
H	ATENCION PARTICU
	SE DESCONOCE

1	2	3	4
A	A	A	A
B	B	B	B
C	C	C	C
D	D	D	D
E	E	E	E
F	F	F	F
G	G	G	G
H	H	H	H
I	I	I	I
J	J	J	J
K	K	K	K
L	L	L	L
M	M	M	M
N	N	N	N
O	O	O	O

AUTO PARTICULAR
 TAXI
 TAXI COLECTIVO (COMBI) RUTA N° _____
 TAXI COLECTIVO (MICROBUS) RUTA N° _____
 AUTOBUS R-100 RUTA N° _____
 AUTOBUS SUBURBANO RUTA N° _____
 TROLEBUS RUTA N° _____
 TREN LIGERO
 METRO LINEA N° _____
 AUTOBUS FORANE0
 CAMION DE CARGA
 FERROCARRIL
 MOTOCICLETA
 BICICLETA
 OTRO

(CRUCE UNA SOLA)

1	COLISION EN ANGULO RECTO
2	COLISION LATERAL
3	COLISION DE FRENTE
4	COLISION POR ALCANCE
5	ATROPELLAMIENTO
6	VOLCADURA
7	CAIDA DE PASAJEROS
8	OTROS

(CRUCE SOLO UNA)

1	SEMAFORO FUNCIONANDO
2	SEMAFORO DESCOMPUESTO
3	VIGILANTE
4	SEÑAL DE "ALTO"
5	SEÑAL DE "CEDA EL PASO"
6	MARCAS EN EL PAVIMENTO
7	OTRO CONTROL
8	SIN CONTROL

RECORRIDO DE LOS VEHICULOS ANTES DEL AC

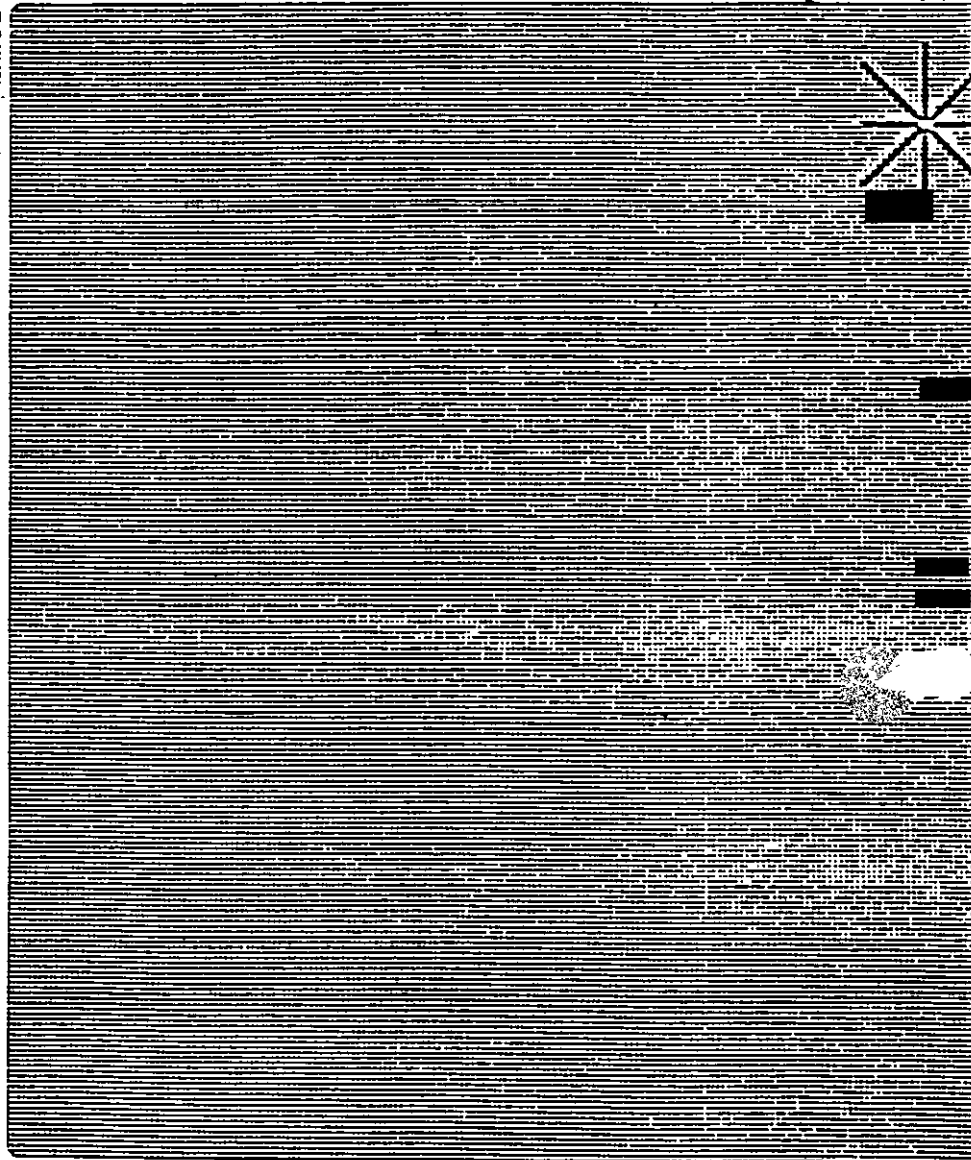
VEH.	VENIA POR CALLE	LADO	VEH.	IBA HACIA CALLE
1		N: S: O: P:	1	
2		N: S: O: P:	2	
3		N: S: O: P:	3	
4		N: S: O: P:	4	

VICTIMAS	TOTAL DE DAÑOS
<input type="checkbox"/> N° DE LESIONADOS <input type="checkbox"/> N° DE MUERTOS	N° <input type="text"/>

CAUSAS APARENTES DEL ACCIDENTE

(Cruce los numeros necesarios)

- ATRIBUIBLES AL CONDUCTOR**
- 01 EXCESO DE VELOCIDAD
 - 02 ESTADO DE EBRIEDAD
 - 03 BAJO EFECTO DE DROGAS
 - 04 NO RESPETAR SEÑAL DE "ALTO"
 - 05 NO RESPETAR SEÑAL DE "CEDA EL PASO"
 - 06 NO GUARDAR DISTANCIA
 - 07 CIRCULAR EN SENTIDO CONTRARIO
 - 08 VIRAR INDEBIDAMENTE
 - 09 DISTRAERSE
 - 10 REBASAR INDEBIDAMENTE
 - 11 NO HACER LAS SEÑALES DEBIDAS
 - 12 OTRAS
- ATRIBUIBLES AL PEATON**
- 13 ATRAVESABA EN LA ESQUINA CONTRA LA SEÑAL DEL SEMAFORO
 - 14 ATRAVESABA A MEDIA CUADRA
 - 15 SALIA ENTRE DOS VEHICULOS ESTACIONADOS
 - 16 JUGABA EN EL ARROYO
 - 17 CAMINABA EN EL ARROYO
 - 18 ESTABA PARADA EN EL ARROYO
- FALLA DEL VEHICULO**
- 19 DIRECCION
 - 20 LUCES
 - 21 EJES
 - 22 LLANTAS
 - 23 LIMPIA PARABRISAS
 - 24 FRENOS
 - 25 SUSPENSION
 - 26 OTROS
- POR CONDICIONES DEL CAMINO**
- 27 RESBALOSO
 - 28 MATERIAL SUELTO
 - 29 HOYOS O ZANJAS
 - 30 FALTA DE SEÑALES
 - 31 TOPE
 - 32 OBRAS EN CONSTRUCCION



SIMBOLOGIA

NUM DE VEHICULO	COLISION AL VIRAR
OBJETO FUJO	COLISION LATERAL
COLISION POR DETRAS (ALCANCE)	VEHICULO SIN CONTROL
COLISION DE FRENTE	VEHICULO RETROCEDIENDO
COLISION EN ANGULO	ACCIDENTE MORTAL
VEHICULO EN MOVIMIENTO	ACCIDENTE CON HERIDOS
PEATON	ACCIDENTE CON DAÑOS MATERIALES
VEHICULOS ESTACIONANDOSE O SALIENDO DEL ESTACIONAMIENTO	
VEHICULO ESTACIONADO	COLISION CONTRA ANIMAL

OBSERVACIONES:

AGENTE NUMERO	NOMBRE	ADSCRIPCION
REMITIDO A		FIRMA

250

A P E N D I C E " B "

ESTADÍSTICAS DE ACCIDENTES EN MÉXICO

1. GENERALIDADES

México no representa la excepción a la problemática de siniestralidad del tránsito, ya que como lo reflejan las estadísticas sobre accidentes de carreteras en los últimos 10 años, en promedio han muerto 5,440 personas al año y otras 35,782 sufrieron algún tipo de lesión, solamente por accidentes de tránsito en zonas rurales, ya que estas estadísticas (las que se presentan con mayor detalle en el punto siguiente) no involucran el ámbito urbano; si se tiene en cuenta que en este último se asienta alrededor del 75 % de la población total se concluye sin necesidad de mayor análisis, la gravedad de la situación.

2. ESTADÍSTICAS

Para conocer el estado del problema de los accidentes carreteros en el país es necesario tomar las cifras resultantes en los últimos años y analizarlas mediante el cálculo de índices comunes utilizados en la ingeniería de tránsito. Para tal efecto se recurrió a la entidad encargada de vigilar y supervisar la operación de las carreteras del país y por ende acudir al sitio donde ocurren los accidentes, así levantar, evaluar y registrar la información de los mismos, esta entidad es la Policía Federal de Caminos (PFC).

2.1. Accidentes, saldos, causantes y composición vehicular.

La Policía Federal de Caminos, proporcionó información histórica respecto a los accidentes carreteros de 1985 a 1995, periodo suficiente para evaluar el comportamiento de los accidentes en el país. Los datos que presentan en la tabla No. 1 son generales en cuanto al número de accidentes y su saldo en términos de muertos, heridos y daños materiales. Los datos sobre la cuantificación de muertos, heridos y daños materiales se presentan en pesos constantes base 1980.

Tabla 1. Estadísticas sobre accidentes carreteros en México.
(información económica en millones de pesos constantes de 1980)

Año	Accidentes	Muertos	Heridos	Valor muertos +heridos	Daños materiales	Total de costos.
1985	54,723	4,627	27,881	3.54	3.10	6.64
1986	42,902	3,342	20,846	2.83	2.38	5.21
1987	51,199	4,695	28,133	4.06	2.60	6.66
1988	54,973	4,863	30,459	2.79	3.37	6.16
1989	59,549	5,139	34,698	2.87	3.58	6.45
1990	65,001	5,469	36,160	2.86	3.42	6.28
1991	68,113	5,734	36,642	2.76	3.50	6.26
1992	66,728	5,481	37,416	2.31	3.46	5.77
1993	63,804	5,252	35,461	2.16	3.19	5.35
1994	65,155	5,115	36,268	2.13	3.16	5.29
1995	58,270	4,678	33,860	1.65	2.28	3.93

Fuente: Policía Federal de Caminos.

Procedimiento de cálculo del valor económico de muertos y heridos según la Ley del Trabajo.

Valor del muerto en 1995 = \$ 176.36

Valor del muerto en 1995 = \$ 24.37

Como se observa en 1994 las pérdidas económicas por concepto de accidentes, rebasaron los cinco millones de pesos; lo que representa 0.09 % del PIB de esos mismo año, cantidad por demás importante si consideramos que un esfuerzo en disminuir este problema podrá ahorrar parte importante de esta merma económica.

El comportamiento de los accidentes desde 1985 ha variado significativamente, incrementándose en el periodo de 1987 a 1991 y disminuyendo de 1992 a la fecha. De acuerdo a estas estadísticas las acciones tomadas respecto a accidentes han logrado su cometido, al disminuir el número de accidentes. Sin embargo los costos económicos y sociales siguen siendo cuantiosos.

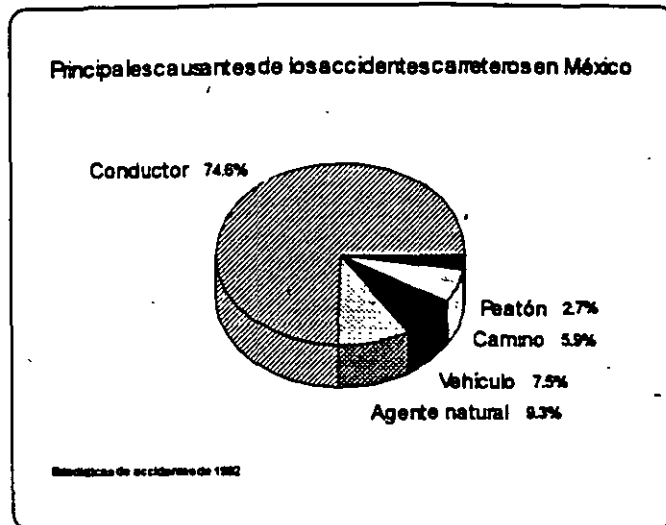
Revisando la información estadística del INEGI (accidentes en áreas urbanas y rurales) y con la información de la PFC en relación con los accidentes de tránsito ocurridos en el periodo comprendido entre 1990-1992 por ejemplo, se analizaron los datos de accidentes, muertos y heridos, obteniéndose las siguientes relaciones:

Tabla 2. Relaciones entre accidentes totales (zona rural y urbana) y accidentes en carretera, para 1992.

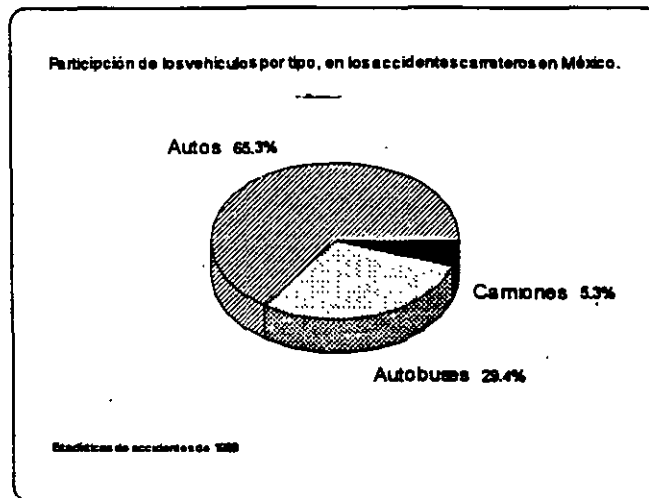
	Total de acc. de tránsito	Accidentes carreteros	Carreteros / total (%)
Accidentes	226,215	66,728	29.50
Muertos	9,592	5,481	57.14
Heridos	89,334	37,416	41.88
<hr/>			
Acc./Muertos	23.58	12.17	
Acc./Heridos	2.53	1.78	

Para el general del país se observa en el periodo de este análisis que alrededor del 30% de los accidentes ocurren en carreteras. Sin embargo estos accidentes generan aproximadamente el 60% de muertos y más del 40% de los heridos por accidentes de tránsito. La estadística del número de accidentes muestra que más del 25% de éstos ocurren en zonas rurales y los restantes en zonas urbanas, lo cual es muy congruente con la distribución poblacional.

En el caso de los principales causantes de los accidentes en carreteras, las estadísticas más recientes (1992) sobre este análisis muestran que el conductor incide con un 74.6% en los accidentes, los agentes naturales con 9.3%, el vehículo 7.5%, el camino con 5.9% y el peatón 2.7%. De lo anterior se concluye que todos los causantes excepto los agentes naturales son atribuibles al factor humano, por lo tanto le corresponde el 90.7 % de los accidentes de tránsito.



En cuanto a la participación de los vehículos en los accidentes, de acuerdo al estudio sobre accidentalidad más reciente que se tiene (1989) los automóviles participan en 65.3% de los accidentes, los camiones en 29.4% del total y los autobuses en 5.3% de éstos.



2.2. Población, parque vehicular y grado de motorización.

Es necesario considerar otros indicadores relacionados con los accidentes como son la población, el parque vehicular y el grado de motorización por cada 1000 habitantes. El comportamiento de estos indicadores dará la pauta para obtener índices de accidentalidad por habitantes y por vehículos que a su

vez permitirán realizar comparaciones con otros países. La tabla 3 muestra los datos nom población y parque vehicular, así como analizar las variaciones de estos indicadores de 1985 a 1995.

Tabla 3. Estadísticas sobre población y parque vehicular en México.

Año	Población	% Crecimiento.	Parque vehicular	% Crecimiento.	Grado de motorización (veh*1000 hab)	% Crecimiento.
1985	73,693,293	—	7,468,008	—	101	—
1986	75,146,130	1.97	7,492,592	0.33	100	-1.61
1987	76,627,609	1.97	7,704,821	2.83	101	0.84
1988	78,138,294	1.97	8,321,943	8.01	107	5.92
1989	79,678,762	1.97	9,006,409	8.22	113	6.13
1990	81,249,600	1.97	9,917,779	10.12	122	7.99
1991	83,134,266	2.32	10,548,463	6.36	127	3.95
1992	85,062,648	2.32	10,897,506	3.31	128	0.97
1993	87,035,761	2.32	11,261,333	3.34	129	1.00
1994	89,054,643	2.32	11,640,648	3.37	131	1.02
1995	91,120,400	2.32	12,036,190	3.40	132	1.05

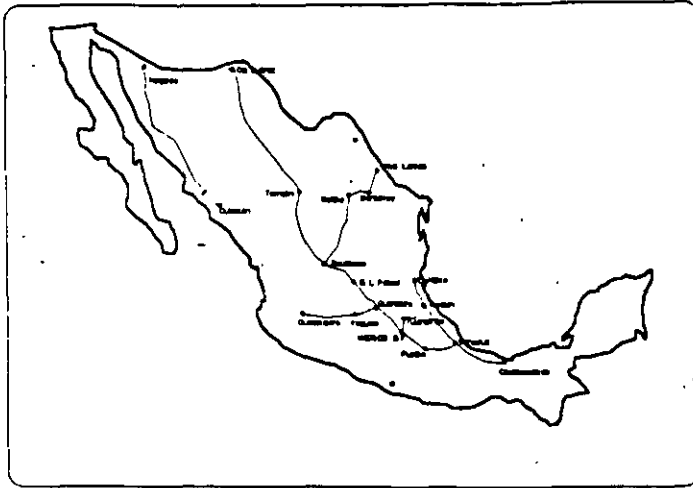
Fuente: Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI).

De los datos anteriores se observa que la tasa anual de crecimiento de la población en los últimos 10 años (1985-1995) es de 2.15 %, el del parque vehicular es de 4.89 % y el grado de motorización de 2.69 %. Sin embargo, los accidentes y sus saldos no han tenido este comportamiento, ya que por ejemplo en los últimos 4 años los accidentes han disminuido gradualmente, como se podrá observar en el comportamiento de los índices mostrados en el siguiente punto sobre Diagnóstico.

2.3. Red carretera nacional.

En 1989 México contaba con red carretera con una longitud total aproximada de 39,000 kilómetros. De este total el correspondiente a autopistas representaba únicamente el 2.3% (940 km) del total. El crecimiento de red vial de 1989 a 1994 incrementó la red en más de 6,000 km de autopistas. En ese mismo año se realizó un análisis profundo sobre accidentalidad en carreteras de 6 corredores de la

República Mexicana como se muestra en el plano. Los resultados más importantes se muestran en la tabla 4.



Plano con los corredores analizados en 1989.

Tabla 4. Estadísticas red carretera y accidentes en las mismas en 1989.

ESCENARIO	LONG. (KM)	ACC.	ACC./KM	ACC./KM 10,000 VEH. TDPA
RED NACIONAL	38,900	53,780	1.38	—
CORREDORES SELECCIONADOS	5,000	11,738	2.34	2.33
CUOTA (ESTUDIO)	670	3,523	5.26	3.75
LIBRE (ESTUDIO)	4,330	8,213	1.90	2.00

3. DIAGNOSTICO

- Para obtener parámetros de comparación respecto a la magnitud del problema de los accidentes de tránsito, es necesario llevar las estadísticas a índices comúnmente utilizados por la Ingeniería de Tránsito, como lo son el de *accidentalidad* (no. de accidentes), el de *morbilidad* (no. de heridos) y el de *mortalidad* (no. de muertos)^(a). Los índices antes mencionados que utilizaremos para este análisis se relacionan con la población y con el parque vehicular. Esto permite relativizarlos y poder compararlos con otros países.

3.1. Índices de accidentalidad por población.

Los índices respecto a la población, están expresados por cada 100,000 habitantes. En las tablas 5 y 6 se muestran los índices para los accidentes en todo el país con estadísticas del periodo 1985-1992 y para accidentes en carreteras con estadísticas de los últimos 10 años (1985-1995).

Tabla 5. Índices respecto a la población, para todo el país.

Año	Accidentalidad	Morbilidad	Mortalidad
1985	285.54	114.55	11.12
1986	268.40	108.11	10.68
1987	264.69	125.46	11.70
1988	260.64	103.64	10.45
1989	271.10	118.31	11.33
1990	280.02	106.98	11.26
1991	280.12	105.49	11.02
1992	265.94	105.02	11.28

Tabla 6. Índices respecto a la población, para las carreteras mexicanas.

Año	Accidentalidad	Morbilidad	Mortalidad
1985	297.03	151.34	25.11
1986	228.37	110.96	17.79
1987	267.26	146.86	24.51
1988	281.41	155.92	24.89
1989	298.95	174.19	25.80
1990	320.01	178.02	26.92
1991	327.73	176.30	27.59
1992	313.78	175.95	25.77
1993	293.23	162.97	24.14
1994	292.65	162.90	22.97
1995	255.79	148.64	20.54

3.2. Índices de accidentalidad por vehículos.

Los índices respecto al parque vehicular del año que se trate, están expresados por cada 10,000 vehículos registrados en el país. La tabla No. 7 muestra estos índices durante los últimos 10 años para los accidentes carreteros en el país. Este índice consideró el total de vehículos registrados en el país respecto a los accidentes carreteros.

Tabla 7. Índices respecto al parque vehicular.

Año	Accidentalidad	Morbilidad	Mortalidad
1985	73.28	37.33	6.20
1986	57.26	27.82	4.46
1987	66.45	36.51	6.09
1988	66.06	36.60	5.84
1989	66.12	38.53	5.71
1990	65.54	36.46	5.51
1991	64.57	34.74	5.44
1992	61.23	34.33	5.03
1993	56.66	31.49	4.66
1994	55.97	31.16	4.39
1995	48.41	28.13	3.89

Como se ha mencionado, del periodo de 1992 a 1995, los índices indican una reducción en la accidentalidad, morbilidad y mortalidad, respecto los años anteriores, en cuanto a accidentes carreteros registrados con respecto a la tenencia vehicular. Esta reducción obedece a la aplicación de manera constante de dispositivos implementados para disminuir los accidentes y sus saldos. Los dispositivos han sido principalmente la incentivación del uso del cinturón de seguridad, el respeto a las señales de tránsito y los límites de velocidad establecidos, la revisión de las unidades antes de salir a carretera y la vigilancia continua de la Policía Federal de Caminos.

3.3. Comparación de información.

Con el propósito de tener una idea a nivel mundial de la magnitud de los accidentes, se presenta una tabla comparativa que contiene los índices de mortalidad con respecto a la población y el parque vehicular de diferentes países organizados en orden ascendente.

Tabla 8. Tabla comparativa de índices de mortalidad respecto a población.

Pais	Grado de motorización (veh. *1000 hab)	Índice de mortalidad. (100.000 hab)	Índice de mortalidad. (10.000 veh)	Año de los datos
EUA	711	19.1	2.7	1985
Canadá	581	15.8	2.8	1984
N. Zelanda	545	21.1	3.9	1984
Australia	540	18.6	3.4	1984
Alemania Fed.	440	13.1	3.0	1985
Kuwait	408	27.1	6.7	1985
Japón	403	10.3	2.6	1985
Suecia	397	10.0	2.5	1984
Noruega	397	10.7	2.7	1984
Holanda	355	11.3	3.2	1984
Finlandia	340	10.7	3.2	1984
Dinamarca	335	13.0	3.9	1984
Reino Unido	322	10.3	3.2	1984
España	239	16.4	6.9	1980
Grecia	176	21.1	12.0	1984
Hungría	146	17.1	11.7	1985
Singapur	138	11.4	8.3	1985
S. África	123	30.5	24.8	1984
Malasia	111	23.9	21.5	1984
México	90	11.3	5.03	1992

País	Grado de motorización (veh. *1000 hab)	Índice de mortalidad (100,000 hab)	Índice de mortalidad (10,000 veh)	Año de los datos
Chile	74	13.3	17.9	1983
Costa Rica	68	8.2	12.0	1983
Jordania	57	14.9	28.1	1985
Colombia	35	8.9	25.7	1981
Turquía	27	11.8	44.3	1984
Corea	19	18.3	97.4	1985
Egipto	19	11.4	59.7	1982
Filipinas	18	4.4	24.4	1980
Tailandia	17	8.4	50.0	1985
P. N.	15	9.7	63.8	1981
Guinea				
Kenia	12	13.4	112.8	1980
Pakistán	5	5.2	98.2	1984
India	4	4.2	108.8	1983
Etiopía	1	2.5	168.5	1983

La tabla anterior nos dan una idea de la situación de los accidentes en México respecto a otros países que aún siendo inferior necesita se le preste la atención adecuada para evitar tantas pérdidas humanas y económicas. Como se observa México ocupa el lugar número 15 en cuanto al índice de mortalidad por habitantes y el lugar 13 respecto del índice de mortalidad por vehículos.

Un análisis poco profundo concluiría que los accidentes en México son menores que muchos países desarrollados, por ejemplo Estados Unidos, Canadá o Alemania en el caso de mortalidad por habitantes y que España o Hungría en el caso de la mortalidad respecto al número de vehículos. Sin embargo, esta no es la realidad. Hay que considerar que las estadísticas de los accidentes en países desarrollados son muy confiables y completas en el sentido del seguimiento que se les da a los lesionados de un accidente



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

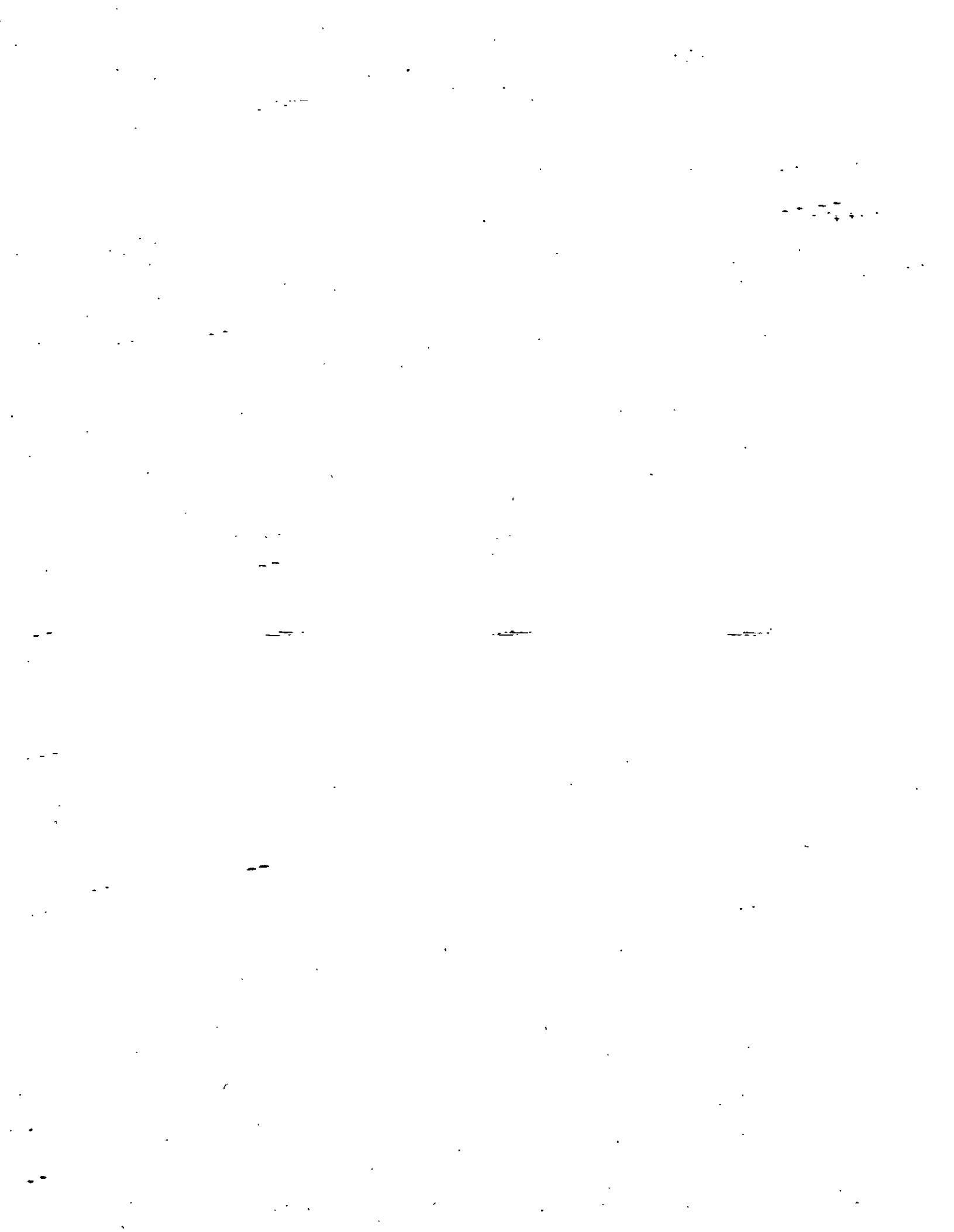
MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

SEMAFOROS PARA CIRCULACION NO CONGESTIONADA

EXPOSITOR: ING. ROMAN VAZQUEZ BERBER

1997

252



NOTA:

El tema de Semáforos para Circulación no Congestionada es esencialmente una traducción preliminar y parcial del Capítulo) Traffic Signals cuyo autor es Roy L. Wihshire P.E., e incluido en el "Traffic Engineering Handbook 4th Edition. 1992. (pag 228 - 308) del Institute of Transportation Engineers.

SEMAFOROS PARA CIRCULACION NO CONGESTIONADA.

1.- INTRODUCCION.

- 1.1 Breve antecedente
- 1.2 Beneficios y desventajas
- 1.3 Estudios necesarios
- 1.4 Definición de algunos términos básicos

2.- PROGRAMACION A LO LARGO DE LAS VIAS PRINCIPALES (ARTERIAS)

- 2.1 Semáforos en rutas arteriales
- 2.2 Diagramas espacio - tiempo
- 2.3 Elementos para el plan de tiempos
- 2.4 Variaciones en el flujo de tránsito
- 2.5 Preparación de un plan de tiempo

3.- PROGRAMACION EN REDES URBANAS

- 3.1 Reparto de tiempo en redes
- 3.2 Técnicas manuales
- 3.3 Técnicas para computadoras
- 3.4 Programa SIGRID
- 3.5 Modelo TRANSYT - 7F
- 3.6 Modelo SIGOP - III

4.- TECNICAS DE EVALUACION PARA SEMAFOROS Y SISTEMAS DE SEMAFOROS

- 4.1 Medidas de eficiencia
- 4.2 Indice de servicio, TT (en veh -km).
- 4.3 Movilidad, TTT (en veh - hora)

1.- INTRODUCCION

Ningún otro dispositivo tiene el impacto real o virtual, sobre el común de los ciudadanos que utilizan la vía pública, como lo hacen los semáforos de tránsito. Los viajes al trabajo y a la escuela, así como otros viajes opcionales, están marcados por las paradas debido a los semáforos. Los niños en edad escolar esperan a que los semáforos interrumpan a la circulación para poder cruzar las vías principales intensamente utilizadas. Los conductores depositan su seguridad y la de sus pasajeros en la eficiencia de los semáforos para obtener el derecho de paso. Un semáforo necesita ser aceptado por el público y de hecho es requerido en algunos casos, como la solución seleccionada para asegurar la seguridad y la movilidad.

1.1 Breve antecedente

En la escala de la historia humana los semáforos representan un invento tecnológico relativamente reciente. El primer semáforo en el mundo utilizó luces de colores y fue instalado en 1868 en Londres, Inglaterra(1). El desarrollo y aplicación de los semáforos a sido paralelo al desarrollo y uso de los automóviles, tomando prestada esta tecnología de la práctica utilizada en los ferrocarriles "En Estados Unidos se instaló el primer semáforo en Cleveland en 1914(2). En la Ciudad de México se instalaron los primeros semáforos en 1930(3). Los semáforos que conocemos actualmente se remontan a una fecha después de la Primera Guerra Mundial, por lo que puede decirse que están vinculados con el advenimiento del automóvil. Los semáforos están en pleno desarrollo y no pasa un año sin que los fabricantes encuentran alguna forma de mejorarlos" (3)

En años recientes el desarrollo explosivo de las computadoras y la tecnología electrónica virtualmente a eliminado todas las barreras para la realización de estrategias para el control del tránsito en forma avanzada y altamente flexible

(1) Institute of Transportation Engineers Traffic Engineering Handbook. 4th Edition 1992.

(2) Denos C. Garzis Traffic Control From Hand Signals to Computers. IBM Research Center. Yorktown Heights N Y 1970

(3) Ing Rafael Cal y Mayor Sistemas de Semáforos Controlados por Computadoras. V Seminario de Ingeniería de Tránsito. Tijuana, Baja California 1973.

1.2 Beneficios y desventajas

Los semáforos que han sido justificados adecuadamente y están proyectados con propiedad y además operados con efectividad pueden esperarse que reúnan uno o más de los conceptos que se indican a continuación:

- Efectuar en forma ordenada la movilidad, asignando apropiadamente el derecho de paso.
- Interrumpir el tránsito intenso en intervalos para permitir a los peatones y al tránsito transversal cruzar o entrar al flujo de la calle principal.
- Proporcionar un flujo continuo a los pelotones de vehículos a lo largo de una ruta.
- Incrementar la habilidad de manejo del tránsito en una intersección.
- Reducir la frecuencia de que ocurran cierto tipo de accidentes.

Como contraste, los semáforos de tránsito aun justificados por el tránsito y las condiciones del camino, pueden estar diseñados pobremente, mal localizados y operados o conservados en forma inadecuada. Pudiendo ocurrir los siguientes resultados si están instalados sin justificación o en forma inapropiada:

- Incrementan la frecuencia de accidentes (especialmente del tipo por alcance).
- Producen demoras excesivas a conductores y peatones.
- Alimentan la desobediencia a los indicadores de los semáforos.
- Provocan menor uso de rutas adecuadas en un intento por evitar los semáforos.

Contrario a la creencia general, los semáforos no siempre incrementan la seguridad y reducen las demoras.

El Instituto de Ingenieros de Tránsito recomendó que es de la mayor importancia que para instalar semáforos así como para la selección del equipo deberá estar basado en estudios de tránsito y de las condiciones de la vialidad a través de un ingeniero experimentado y entrenado en este campo. Este ingeniero deberá reconocer que un semáforo deberá ser instalado solo si el efecto neto esperado (equilibrio entre beneficios y desventajas) mejora la seguridad y la operación general de la intersección.

1.3 Estudios necesarios

La decisión para instalar un semáforo deberá estar en base a una investigación de las características físicas y de las condiciones del flujo de tránsito del lugar elegido como candidato. Esta investigación proporcionará los datos necesarios de entrada para realizar análisis de justificación de los semáforos y deberán ser utilizados en el proceso de diseño de los mismos. Los estudios necesarios para recopilar los datos incluyen:

- Estudios de volúmenes de tránsito: Registro en intervalos definidos del volumen en los accesos de las intersecciones y recuentos de peatones.
- Velocidades en los accesos. Estudio de velocidades de punto en los accesos de las intersecciones para determinar la distribución de velocidades de los vehículos.
- Diagrama de condiciones físicas: En un diagrama a escala se indican las condiciones físicas de la intersección y sus accesos, incluyendo características geométricas, canalizaciones, pendientes, restricciones a la visibilidad, paradas de autobuses y rutas, condiciones de estacionamiento, marcas de pavimento, iluminación vial, entrada a propiedades, ubicación de cruces de ferrocarril cercanos, distancias al semáforo más próximo, postes e instalaciones fijas, semáforos existentes y el uso de suelo adyacente.
- Historia de accidentes y diagrama de colisiones: Dibujo del diagrama de colisiones por medio de flechas y semaforos, trayectoria de los vehículos (o peatones) involucrados en todos los accidentes en un lugar determinado y en algún período de tiempo, usualmente un año. Los símbolos indicarán el tipo de colisión, tipos de vehículo períodos de tiempo, clasificación de acuerdo a la severidad, condiciones de iluminación, estado del tiempo, etc

- Estudios de brechas (gaps): Al determinar el tamaño y número de brecha en vialidad principal puede producir una medida del número equivalente de brechas (gaps) adecuados (parámetros que miden la disponibilidad de brechas) que utilizan la calle transversal. La relación de volúmenes en las calles transversales con las brechas puede manifestar la demora promedio de la calle transversal.
- Estudios de demoras: Comúnmente se utilizan dos métodos para medir la cantidad de demora en una intersección; el método de demora por tiempo de parada y el método de demora por tiempo de viaje.

Para información adicional sobre el procedimiento para realización de estudios de campo y gabinete consultar el "Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito", del Instituto de Ingenieros de Transporte de los E.U.A.

1.4 Definición de algunos términos básicos

En el planteamiento para el control de intersecciones por medio de semáforos y el reparto de tiempo en los mismos, se requieren algunas definiciones de términos básicos. Estas definiciones se incluyen a continuación para que sirvan como referencia a lo largo del presente trabajo:

- Ciclo (longitud del ciclo): Es una secuencia completa de las indicaciones de un semáforo. En una unidad de control actuado, un ciclo completo, que incluye todas las fases, depende de la presencia de llamadas (actuación) en todas las fases.
- Fase (fase de semáforo): Es la porción de un ciclo de semáforo definida para cualquier combinación simple de uno o más movimientos de tránsito simultáneos que requieren el derecho de paso durante uno o más intervalos.
- Intervalo: Es la parte o partes de un ciclo de semáforo durante la cual las indicaciones del semáforo no cambian.
- Secuencia de fases: Es un orden pre-determinado en la cual ocurren las fases de un semáforo.

- **Reparto (split):** Es un porcentaje de la longitud de un ciclo asignado a cada una de las fases.
- **Desfasamiento (offset):** Es el tiempo fijado (expresado en segundos o en por ciento de la longitud del ciclo) y determinado por la diferencia entre un intervalo definido de la fase verde y un punto de referencia del sistema.

2.-PROGRAMACION A LO LARGO DE LAS VIAS PRINCIPALES (ARTERIAS)

2.1 Semáforos en rutas arteriales

El enfoque básico para el control de semáforos en vías arteriales tiene como base el concepto de flujo pulsado (formando por grupos de vehículos demoninados pelotones) que son liberados desde un semáforo y viajan en pelotones hasta el siguiente semáforo. De este modo, es deseable establecer una relación de tiempo entre el inicio del verde en una intersección y el inicio en la siguiente intersección según el avance de la circulación, de igual manera que los vehículos que llegan durante el intervalo de rojo en la intersección corriente abajo pueden recibir un verde antes de que llegue el siguiente pelotón. Esto permite el flujo continuo (progresivo) del tránsito a lo largo de una vialidad principal (arterial) contribuyendo a reducir las paradas y las demoras.

2.2 Diagramas espacio - tiempo

Este concepto de control de tránsito para rutas arteriales puede ser presentado gráficamente por medio de un diagrama espacio - tiempo como se indica en la figura 9 - 20. Esta figura introduce términos definidos como sigue:

- **Velocidad de banda:** Es la pendiente de la banda que representa el movimiento de frente con una velocidad continua del tránsito que se mueve a lo largo de la arteria.
- **Ancho de banda:** El ancho de la banda del movimiento de frente, indica el periodo de tiempo disponible para que el tránsito fluya dentro de la banda

La operación en uno o dos sentidos es una consideración importante en la preparación de planes de reparto de tiempos en una vía arterial. Si la calle es de un sentido, entonces el uso total de la banda para movimiento continuo puede ser obtenido; si la calle es de dos sentidos el problema de proporcionar movimiento continuo en ambos sentidos es mucho más difícil.

Un buen flujo continuo para dos sentidos de circulación depende de la separación entre semáforos, del flujo direccional balanceado y de las fases en cada intersección, lo cual permite grandes periodos de tiempo para los movimientos de frente. Estas condiciones raramente existen y el arreglo deberá entonces realizar ajustes sobre el ancho de banda y sobre la velocidad de progresión a obtener.

Puesto que las relaciones de desfasamiento se obtienen sobre la base del tiempo, es necesario utilizar un ciclo común o un valor múltiple del ciclo común para todo el sistema. La división del ciclo puede variar en cada intersección pero el punto de inicio del verde de la calle principal deberá ser constante.

2.3 Elementos para el plan de tiempos

Para establecer un sistema de control de una calle arterial (o red abierta) es necesario preparar un plan de tiempos para todos los semáforos del sistema. Un plan de tiempos consiste de los siguientes elementos:

- Longitud del ciclo: Este valor deberá ser el mismo (o algún múltiplo) para todos los semáforos en una área dada del sistema. La longitud de ciclo usualmente se establece para examinar el flujo de tránsito y los repartos de tiempo en cada intersección, a continuación se evalúa la progresión utilizando varias longitudes de ciclo considerados como aceptables en el rango y finalmente seleccionar el plan de tiempo que permite el flujo mas favorable.
- Reparto del ciclo: Se deberá definir la longitud de varias fases de semáforos para cada intersección del sistema. El tiempo de la fase (splits) puede variar de intersección a intersección.
- Desfasamiento: Se deberá definir el valor del desfasamiento para cada intersección en el sistema. El desfasamiento usualmente se define con referencia a una intersección maestra del sistema.

- **Secuencia de fases:** Es un orden predeterminado en el cual ocurren las fases de un ciclo bajo una demanda estable para todas las fases. La secuencia de fases en la unidad de control local puede ser dirigida externamente para cambiar el orden en el servicio de vuelta izquierda (e.g. vueltas izquierdas dobles, vueltas izquierda anticipada/ vuelta izquierda retrasada) para permitir una progresión más efectiva durante varias horas del día o bajo ciertas condiciones de tránsito.

El enfoque del ancho de banda para definir los desfases en los semáforos, permite progresiones que han sido automatizados para utilizar programas de computadoras tales como el PASSER - II (y otros que se describen más adelante). Previa a la difusión y uso de las computadoras para repartos de tiempo de semáforos fueron muy utilizados los siguientes planes de tiempos:

- **Simultáneo:** Es un tiempo donde se utiliza un desfase cero para varios semáforos consecutivos, con repartos de ciclo de 50 - 50. Este sistema se utiliza donde la longitud de las cuerdas son extremadamente cortas y también donde existen condiciones de flujo saturado.
- **Alternativo Simple:** Es un plan de tiempo con desfases iguales a la mitad del ciclo que aparecen en forma alterna en cada semáforo. Este plan de tiempo funciona bien si la longitud de las cuerdas y la longitud del ciclo permite el uso de desfases de medio ciclo. Por ejemplo, con un ciclo de 60 seg. y un desfase de medio ciclo de 30 seg. Si la longitud de la cuerda es de 275 m, entonces la velocidad de progresión será de $275/30=9.2$ m/seg.
- **Alternativo doble:** Esta es una variante de la técnica alterna simple donde dos semáforos adyacentes tienen el mismo desfase y ocurre un desfase de ciclo cada dos semáforos. Este sistema se usa frecuentemente para longitudes de cuerdas de 135 m. Se deberá observar, sin embargo que el ancho de la banda para el movimiento de frente se reduce en una y media vez con respecto al sistema alternativo simple. Si las longitudes de las cuerdas son más cortas un sistema alternativo triple podría ser utilizado.

2.4 Variaciones en el flujo de tránsito

En la definición de los planes de tiempo para calles arteriales uno encara el problema de la variación en el flujo de tránsito. Un plan de tiempo se elabora para un conjunto de condiciones de tránsito. Donde estas condiciones cambian sustancialmente el valor del plan de tiempo se reduce notablemente. Pueden ocurrir dos tipos básicos de variaciones del flujo de tránsito, como se indica a continuación:

- Flujo de tránsito en intersecciones individuales: Los volúmenes de tránsito pueden aumentar o disminuir en uno o más semáforos del sistema canalizado. Estos cambios pueden alterar la longitud de ciclo necesario o el reparto del ciclo en las intersecciones afectadas.
- Dirección del flujo de tránsito: El volumen de tránsito a lo largo de la arteria puede variar por dirección en cualquiera de los dos sentidos de la arteria y pueden existir tres condiciones básicas si se utiliza una clasificación del flujo hacia adentro o hacia afuera:
 1. El flujo hacia dentro es mayor que el flujo hacia fuera.
 2. El flujo hacia adentro es aproximadamente el mismo que el flujo hacia afuera.
 3. El flujo hacia afuera es mayor que el flujo hacia adentro.

Para la primera condición (usualmente por la mañana) uno podría desear un plan de tiempo que favorezca el movimiento continuo en la dirección hacia el centro. Para la segunda condición (flujo hacia afuera) el plan de tiempo podría ser deseable favorecer flujos iguales hacia dentro y hacia afuera. para la tercera condición (normalmente en la hora de máxima demanda de la tarde) es deseable favorecer un plan de tiempo con flujo hacia afuera.

Las primeras técnicas de control usualmente intentaban proporcionar, por lo menos, tres planes de tiempo (A.M., "horas valle" y P.M.), los cuales eran seleccionados sobre la base de la hora del día. Los sistemas de control de tránsito actuales pueden ajustarse automáticamente a los planes de tiempo en intervalos cortos con base en mediciones del flujo de tránsito sobre la arteria

2.5 Preparación de un plan de tiempo

En el procedimiento de análisis para preparar planes de tiempo para calles arteriales, pueden ser identificadas dos categorías básicas de técnicas, como sigue:

- Técnicas manuales: Los cálculos manuales y/o los análisis gráficos se utilizan para determinar las longitudes de ciclo, repartos y desfases.
- Técnicas de computadoras "fuera de línea" (off -line): Son las técnicas que utilizan programas de computadoras para realizar los cálculos necesarios y preparar los planes de tiempo. El término "fuera de línea" (off - line) indica que los planes de tiempo son preparados y realizados sin interacción directa con el sistema de semáforos o condiciones del flujo de tránsito sobre la arteria.

En tanto que las técnicas manuales forman la base para entender como pueden ser preparados los planes de tiempo para vías principales, el procedimiento representa una prueba de "ensayo y error" de variables múltiples que puede realizarse utilizando un computador. Para una discusión detallada del enfoque manual, el lector puede acudir a la referencia "Traffic Control System Handbook (p3.24). Las técnicas para computadoras "fuera de línea" (off - line) son más pertinentes y se discuten brevemente a continuación

Técnicas para computadoras "fuera de línea" (off - line).

Han sido elaborados varios modelos para computadoras para diseñar la coordinación de semáforos. Estos modelos pueden clasificarse en dos amplias categorías. La primera consiste de los modelos que maximizan el ancho de banda. Los segundos contienen modelos que buscan minimizar la demora paradas u otras medidas de "desutilidad". Los cuatro ejemplos de modelos discutidos aquí son los siguientes:

- Ancho de banda máximo.
- Diferencia de desfases.
- PASSER II.
- Paquete de análisis arterial (AAP por las siglas en ingles).

Es importante observar que uno no puede (o no debería) realizar a ciegas la generación de tiempos y la definición de desfases en el computador. El ingeniero deberá ser muy cuidadoso en realizar una sintonía fina al ajustar en el campo el equipo con base en las observaciones de tránsito actuales.

Métodos de ancho de banda máxima. El método de ancho de banda máxima optimiza los desfases de semáforos para producir anchos de banda máxima a lo largo de una ruta arterial dando la longitud de ciclo, los repartos del semáforo, el espaciamiento de los semáforos y las velocidades de progresión y sujeto a la siguientes condiciones:

- a) Si los pelotones en ambas direcciones son iguales un ancho de banda máximo igual es proporcionando para cada sentido de viaje.
- b) Si la suma de los dos anchos de banda es mayor que la suma de la longitudes de los dos pelotones (en unidades de tiempo) el ancho de banda individual se realiza proporcionalmente (tanto como sea posible) a las longitudes de los pelotones.

Los datos de entrada necesarios para este programa son:

- Número de semáforos.
- Rango de longitud de ciclo.
- Volumen de tránsito promedio en cada sentido.
- Intervalo en el flujo de saturación.
- Espaciamiento entre semáforos
- Duración mínima de verde para cada movimiento.
- Velocidad promedio en cada sentido, entre cada par de semáforos.

Método de la diferencia de desfaseamiento. El Transporte Británico y el Laboratorio de Investigaciones Viales (Road Research Laboratory) a desarrollado una técnica para optimizar desfaseamiento en semáforos de tiempo fijo para obtener planes de tiempo, en arterias o redes, con base en la minimización de la demora vehicular. Dados los flujos de tránsito, la longitud del ciclo común y los repartos, la demora vehicular a lo largo de un enlace de tránsito que conecta un par de semáforos, depende de los patrones de entrada y salida corriente abajo del semáforo y por lo tanto de la diferencia de desfaseamiento entre los dos semáforos. A partir de que se conocen las tasas de llegada y salida en el ciclo del semáforo corriente abajo, la demora sobre el enlace pueden ser calculada por la diferencia de valores del desfaseamiento. Para un tramo de calle con doble sentido, los valores de desfaseamiento son primeramente ponderados para los correspondientes sentidos de llegada y después confirmados para definir un valor de demora total. En general, el método de las diferencias de desfaseamientos tiene quizá la solidez lógica básica entre varias técnicas de optimización de desfaseamientos para rutas arteriales. Esto se debe a que las mediciones cuantitativas del tránsito conocidas como demoras, están directamente consideradas y sistemáticamente minimizadas; sin embargo, el método no necesariamente minimiza el número de paradas o proporciona una progresión continua. De hecho para obtener la demora mínima, el desfaseamiento, y los pelotones de tránsito tienen que ser reformadas las intersecciones críticas para que el tiempo de verde sea totalmente utilizado. Estas modificaciones frecuentemente pueden producir irritación a los conductores de vehículos.

Modelo PASSER II.

El análisis de Progresión y Evaluación de Rutas para Sistemas de Semáforos (PASSER por las siglas en ingles) es un modelo de optimización para coordinación a lo largo de vías principales (calles arteriales, considerando varias secuencias con multifases. Mejoras adicionales en el procesamiento de algoritmos y medidas de efectividad han sido logrados por el Instituto de Transportación de Texas (Texas Transportation Institute) de tal manera que la versión actual del modelo se conoce como PASSER II.

El PASSER II combina el modelo de algoritmo de interferencia de Brook con la ecuación de ancho de banda desigual y optimizada de Little y los amplía hasta una operación de semáforos arterial y multifase. Los datos de entrada del modelo incluyen: movimientos de giro, tasas para capacidad de saturación, distancias entre intersecciones, velocidades promedio en tramos, intervalos en colas, secuencias de fases permisible y tiempos de verde mínimo para cada intersección. El programa determina primeramente la relación de la demanda optima a la capacidad y las utiliza para obtener los repartos (splits). Son modificados las longitudes de ciclo tentativos, fases, patrones, desfaseamientos para obtener el conjunto óptimo de tiempos que maximizan el ancho de banda de la progresión. El análisis de capacidad individual de intersecciones utiliza métodos paralelos al Manual de Capacidad Vial (Highway Capacity Manual) para análisis de intersecciones controladas por

semáforos (incluyendo vueltas izquierda "Sólo protegidas", "sólo permitidas" y "Protegidas - Permitidas" obteniéndose como parte de los resultados de éste modelo.

PASSER II puede manejar hasta 20 intersecciones semaforización a lo largo de una vía principal, incluyendo hasta cuatro secuencias de fases por intersección. Esta escrito en lenguaje FORTRAN IV para ser utilizado en un computador de 16/32 bit y para un gran número de microcomputadores. La versión del Sistema Operativo se basa en MS -DOS y tiene un programa de interfase para el usuario escrito en Pascal, para facilitar los datos de entrada, la edición y la salida de resultados. El programa es actualizado por Departamento Texano de Carreteras y Transporte Público (Texas Department of Highway and Public Transportation).

Paquete de análisis arterial (AAP por las siglas en ingles):

El paquete de análisis arterial no es esencialmente para optimización de tiempo de semáforos, pero si es un programa que facilita los datos de entrada para dos de los programas más populares para semáforos arteriales: PASSER II y TRANSYT - 7F. Los datos base utilizados por éstos dos programas son similares, sin embargo, los dos programas utilizan ampliamente diferentes formatos de archivo de entrada. AAP permite usar como entradas un conjunto de datos y generar entradas para cada programa de tiempos de tal manera de tener ventaja debido a las características únicas de ambos programas. El AAP está disponible tanto en versión 16/32 bit para grandes computadores y en versión para MS - DOS para microcomputadores personales.

3.- PROGRAMACION EN REDES URBANAS

3.1 Reparto de tiempo en redes.

El método convencional para semáforos en redes consiste en dar un tratamiento preferencial para una o más arterias de la red. A continuación se asignan desfases favorables para semáforos de arterias preferenciales o sentidos de viaje, los semáforos restantes se ajustan de acuerdo con la red. En efecto, la red se reduce a un número de arterias (tal como se indica en la figura adjunta) para facilitar los análisis. El trabajo manual involucrado en el diseño de tiempos para una red es totalmente laborioso y a veces no manejable manualmente. Afortunadamente han sido elaborados un número de modelos de optimización con base en computadoras para el diseño de semáforos.

3.2 Técnicas manuales.

El uso de procedimientos gráficos de "prueba y error", con un enfoque de ancho de banda para preparar planes de tiempo para redes cerradas son muy difíciles.

Un diagrama de espacio tiempo de tres dimensiones es necesario actualmente si uno esta considerando flujos en todas las direcciones en una intersección semaforizada. Si la red de semáforos es un patrón de parrilla rectangular, la técnica más común ha sido la de utilizar el concepto básico de red de tiempo cerrada y utilizar planes de tiempo del tipo simultáneos, alternado simple o alterando doble, como se han mencionado anteriormente. Para redes en parrilla rectangular en calles de un solo sentido el plan de desfase de un cuarto de ciclo ha sido el más frecuentemente utilizado. Estos planes de tiempo trabajan bien en cuadras con longitudes aproximadas de 140 m. Por ejemplo, con una longitud de ciclo de 60 seg., la velocidad de progresión podría ser $140/15 = 9.33$ m/seg.

Se puede concluir que todos los planes de tiempo que han sido discutidos anteriormente, son muy dependientes de la geometría de la red (especialmente de la longitud de las cuadras) y son muy rígidos. En este enfoque de técnicas manuales, las únicas variables son la longitud del ciclo y el tipo de plan (alterno simple, alterno doble, etc.)

3.3 Técnicas para computadoras.

Han sido preparadas un número determinado de algoritmos y modelos para computadoras con el objetivo de auxiliar al ingeniero de tránsito en el diseño de planes de tiempo para semaforos con base en el ciclo, para control de redes de semáforos de tiempo fijo. Estos algoritmos y programas fueron elaborados para funcionar "fuera de línea". (off - line). Concepto opuesto a tiempo real o "en línea" (on - line)

Entre las técnicas de computadora para cálculo de planes para tiempo de semáforos manejados "fuera de línea" que están bien documentados y han sido probados suficientemente y con múltiples aplicaciones, se encuentran:

- Programa SIGRID.

- Modelo TRANSYT - 7F

- Modelo SIGOP III.

Una breve revisión de estos métodos se presenta a continuación con objeto de enterar al lector del estado que guarda el conocimiento en esta área del control del tránsito. Se dispone de una cantidad considerable de documentación para la mayoría de éstos métodos.

3.4 PROGRAMA SIGRID

El programa SIGRID (SIGNAL GRID) (4) fue preparado por la Corporación de Investigación del Tránsito (Traffic Research Corporation) para un sistema de control del tránsito por computadora en la ciudad de Toronto. Dados la longitud de ciclo, los repartos del mismo, datos de los tramos viales, y un conjunto de diferencias de desfaseamientos ideales o deseables para una red de semáforos, el programa calcula un conjunto de diferencias de desfaseamientos que minimizan discrepancias entre los dos conjuntos de valores. Al utilizar el programa SIGRID deberán estar claramente entendidos los siguientes puntos:

a) El programa minimiza únicamente las diferencias entre los desfaseamientos ideales y actuales y no minimizan necesariamente la demora del sistema.

b) El programa resuelve únicamente parte del problema involucrado de optimización de una red de semáforos; no optimiza los repartos de los semáforos individuales, ni los desfaseamientos de los tramos. Para usar el programa se tiene que predeterminar los repartos óptimos y los desfaseamientos ideales por medio de otro programa o simplemente por experiencia. Los desfaseamientos deseados, calculados a partir de las velocidades y las distancias por medio del programa, están en base a simplificaciones y no tienen en cuenta factores tales como dispersión de pelotón e interrupciones del tránsito por acciones laterales del tránsito. Los desfaseamientos calculados; por lo tanto, no son necesariamente los mejores desfaseamientos.

c) Existe una inconsistencia en el programa en el cual la función de demora F del sistema es minimizada y al calcular el desfaseamiento correspondiente para el valor más bajo de los tiempos de espera promedio W del sistema son elegidos como desfaseamientos óptimos

(4) Traffic Research Corporation SIGRID program. Notes and User's Manual Metropolitan Toronto Roads and Traffic Department, Toronto 1965 - 1973 (unpublished).

d) Los tiempos de espera promedio (demora - factor de tendencia) se calculan en base a consideraciones muy simplificadas y no necesariamente reflejan las características de la demora verdadera. El uso de estos valores para la evaluación del sistema y para obtener los "mejores" desfasamientos es consecuentemente cuestionables.

e) El programa ignora los efectos del cambio del ciclo sobre el tiempo perdido y en la utilización del verde y por lo tanto no es adecuado para hacer comparaciones con diferentes longitudes del ciclo.

f) El factor de longitud del pelotón (o utilización del verde) deberá ser un dato del tramo en lugar de una entrada para el sistema, debido a que la utilización del verde varía considerablemente de un semáforo a otro.

A pesar de su debilidad el programa SIGRID representó una apertura importante en las técnicas para la optimización de redes de semáforos cuando se elaboró en el año de 1964; sin embargo es menos sofisticado que su contraparte más reciente conocido como SIGOP y su uso es más sencillo.

Otro aspecto favorable del SIGRID es el de que utiliza poco tiempo en el procesamiento de computadora y esfuerzos razonables de codificación.

Es un medio sencillo que ahorra trabajo para manejar desfasamientos de semáforos en una red de tal manera que se acerca lo más posible a valores que demanda el ingeniero. El programa es flexible y extremadamente útil; con un uso apropiado y con buen criterio ingenieril puede producir magníficos resultados.

3.5_ MODELO TRANSYT - 7F

El modelo para estudios de redes de tránsito (TRAFFIC NETWORK STUDY TOOL TRANSYT) es uno de los modelos más ampliamente utilizados en los Estados Unidos y en Europa para el diseño de redes de semáforos. Fue elaborado en 1968 por Robertson (5) del Laboratorio de Investigaciones Viales y Transporte (Transport and Road Research Laboratory, TRRL).

(5) D.I. Robertson, TRANSYT A Traffic Network Study Toll, Road Research Laboratory Report nO RL - 253, Grothoerme Berkshire, England, 1969

En Inglaterra y a partir de entonces el TRRL a publicado varias versiones de este modelo. La versión presentada en este trabajo es la de TRANSYT - 7F

donde "7" significa la séptima versión del TRRL del TRANSYT y la "F" simboliza que ésta es la versión de la Federal Highway Administration correspondiente al TRANSYT -7, la cual utiliza la nomenclatura de los E:U:A. para entradas de datos y salidas de resultados . (6)

La publicación más actualizada del TRRL del TRANSYT es TRANSYT - 9 y la versión más actualizada de la FHWA es el TRANSYT -7F, 6a. edición.

El TRANSYT 7F es utilizado para optimizar los tiempos de semáforos en arterias coordinadas y redes en parrilla. El modo de control de semáforos considerado por el TRANSYT 7F es en base a tiempo fijo, con 2 a 7 fases y una secuencia fija de fases.

La estructura de TRANSYT 7F consiste de dos partes principales:

- Un modelo de tránsito determinístico y macroscópico utilizado para calcular el valor de un índice de rendimiento (performance index) para una red de semáforos dada y un conjunto de tiempos para semáforos. El índice de rendimiento (performance index) es una combinación lineal de medidas de efectividad (demoras y paradas) que son definidas por el usuario.
- Un procedimiento de optimización de "subida o ascenso a la colina" (hill climbing) que realiza modificaciones a los tiempos de los semáforos (repartos y desfasamientos) y determina si es necesario mejorar o no el índice de rendimiento.

Los datos de entrada para el TRANSYT incluyen:

- Espaciamiento de los semáforos
- Rangos de longitudes de ciclo
- Velocidades en los tramos o enlaces
- Configuración de los carriles

270

- Tiempos de fase mínimos.
- Secuencia de fases.
- Incorporación de volúmenes a media cuadra.
- Índices de flujo de saturación.
- Tratamiento de vueltas izquierdas.

El modelo TRANSYT - 7F tiene un número de opciones que pueden ser controladas por el usuario. Estas opciones incluyen lo siguiente:

- Los autobuses pueden ser modelados en forma separada incluyendo tramos para autobuses. Esto puede hacerse ya sea con carriles separados (exclusivos) o en carriles compartidos.
- Las demoras por vueltas o giros a la derecha y a la izquierda causado por peatones, pueden ser tratadas en el modelo.
- Los movimientos traslapados en los semáforos pueden ser modelados.
- Las redes grandes pueden ser subdivididas en secciones para que puedan ser manejadas por el programa (por ejemplo: 50 nodos y 250 tramos o enlaces). Los nodos en la frontera pueden ser fijados de sección a sección de tal modo que sus tiempos no sean cambiando en análisis subsecuentes. Otra alternativa es la expansión del arreglo dimensional del programa para acomodar redes grandes.
- Solo pueden ser modeladas las vueltas izquierdas: "Solo protegidas", "protegida-permitida" y "únicamente permitida"
- Las intersecciones sin semáforos controladas por "señales de alto" para la calle transversal, así como los congestionamientos, pueden ser modelados

- Los tramos o enlaces pueden ser priorizados para alentar el desarrollo de una solución orientada hacia dar continuidad operacionalmente a una calle arterial.
- Se pueden estimar consumos de combustible para la red de autobuses consumos de combustible en la red calculados en base a viajes totales, paradas y demoras. Los valores de consumo de combustible incluyen combustible consumido al circular, al estar parado y funcionando, acelerando o desacelerando. Los estimados de consumo de combustible se calcula para cada tramo o enlace y a continuación se suman para obtener el consumo total de la red y para cada ruta individual.

El modelo TRANSYT - 7F está escrito en lenguaje FORTRAN - IV para computadoras de 16 o 32 bit y está disponible para MS - DOS de microcomputadoras personales. Los programas para administración de los datos de entrada más relevantes son el programa EZ - TRANSYT y el programa T7 FDIM, obtenidos para facilitar la tediosa tarea de introducción de los datos. Fue preparado un manual integral del usuario para servir como guía para instruir a los ingenieros de tránsito que deseen utilizar el modelo.

3.6 Modelo SIGOP - III

SIGOP - III es un acrónimo para "Traffic Signal Optimization Model, Version III Fue elaborado por KLD Association Inc., como un aumento y refinamiento del modelo original SIGOP a mediados de la década de los 60's. Las similitudes entre el TRANSYT - 7F y el SIGOP - III son: 1) Ambos modelos son macroscópicos para determinar tiempos de semáforos (repartos y desfasamientos) y como una herramienta de análisis y 2) ambos modelos contienen un submodelo de flujo de tránsito y un submodelo de optimización que minimiza una función de "desutilidad" definida por el usuario. El TRANSYT - 7F considera demoras y paradas, mientras que SIGOP - III considera demoras, paradas y un término para colas que invaden calles transversales (7)

Los datos básicos para SIGOP - III incluyen índices de flujo, flujos de saturación (en términos de intervalos), tiempos de verde mínimo, tiempos de amarillo (ámbar), tiempo de fases especiales y factores para automóviles equivalentes de camiones y autobuses y giros o vueltas de vehículo.

(7) E. B. Lieberman and J. L. Woo SIGOP - III User's Manual U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Report of HWA - IP - 82 - A Washington, D.C. 1982.

Los resultados o salida incluyen: 1) Reporte resumido de los datos, 2) reporte de tiempos de semáforos que contienen desfasamientos y repartos para cada fase, 3) reportes del análisis de rendimiento que da los valores de la función de desutilidad, para cada iteración del modelo, incluyendo el valor óptimo y las medidas de rendimiento detalladas para cada tramo o enlace y para la red como un todo y 4) dibujo de diagramas de espacio - tiempo definidos por el usuario.

SIGOP - III está escrito en lenguaje FORTRAN - IV para ser usado con sistemas de computadoras IBM 360/370, CDC 6600, Amsahl 470 y MS - DOS para microcomputadoras. Sin embargo está limitado a 80 semáforos y 230 tramos o enlaces; la documentación del modelo describe como puede ser expandida para manejar sistemas grandes.

Igual que muchos modelos de computadora para obtener tiempos de semáforos SIGOP - III ventajas y limitaciones. Una de las mayores ventajas de este modelo es la capacidad para evaluación de longitudes de ciclo múltiple que pueden ahorrar al diseñador una cantidad de tiempo que podría consumir en la preparación y corrida de varios trabajos. La limitación más importante de SIGOP - III incluyen lo siguiente:

- Cada ciclo de semáforo puede acomodar un máximo de cuatro fases. Esto no sirve adecuadamente para algunos usuarios.
- El modelo no considera autobuses en los tramos o enlaces.
- Las vueltas o giros "permitidos y protegidos" no son manejados explícitamente por SIGOP - III. Sin embargo, estas condiciones pueden ser admitidas hasta cierto punto para algunas restricciones a la capacidad de estos movimientos.
- El modelo no considera explícitamente intersecciones no semaforizadas (por ejemplo: Intersecciones controladas por señales de "Alto").
- El modelo carece de un campo amplio para pruebas y evaluación.

4.- TECNICAS DE EVALUACION PARA SEMAFOROS Y SISTEMAS DE SEMAFOROS

4.1 Medidas de eficiencia

Para evaluar el rendimiento de los semáforos y sistemas de semáforos existen un número de medidas de eficiencia (MOE's siglas en ingles) que han sido utilizadas y que incluyen:

- Tiempo de viaje.
- Velocidad.
- Demora.
- Longitud de colas.
- Volumen.
- Relación volumen /capacidad.
- Consumo de combustible.
- Accidentes /conflictos.

El rendimiento general de un sistema de semáforos se define principalmente por el grado de movilidad vehicular proporcionado y la cantidad de tránsito que esta siendo servido. Las medidas de eficiencia que determinan éstos se discuten a continuación.

4.2 Índice de servicio (total de viajes).

El total de viaje, es expresado en unidades de vehículos km, da una medida de la cantidad del tránsito que esta siendo servido. Se calcula para cada tramo o enlace multiplicando el volumen de tramo o enlace por la longitud del enlace. Para una red, esto se expresa como:

$$TT = \sum_{i=1}^N V_i L_i$$

Donde:

TT = Total de viaje.

V_i = Volumen en el tramo o enlace i .

L_i = Longitud del tramo o enlace i .

N = Número de tramo o enlaces.

4.3 Movilidad, TTT (tiempo de viaje total)

El tiempo de viaje total, expresado en unidades de vehículos - hora, es el número de vehículos que utilizan un enlace durante un período de tiempo dado y multiplicado por el tiempo de viaje promedio de los vehículos. Para una red esto se expresa como sigue:

$$TTT = \sum_{i=1}^N t_i V_i$$

Donde:

TTT = Tiempo total de viaje.

t_i = tiempo promedio de viaje a lo largo del enlace i .

V_i = Volumen sobre el enlace i

N = Número de tramo ó enlaces.

Se ha formulado la hipótesis de que existe una relación lineal entre el tiempo de viaje en el sistema y el índice de servicio del sistema. Por lo tanto para la operación de una red dada sujeta a un plan de semáforos específicos, puede ser preparada una ecuación de regresión lineal para ser utilizada como un medio para comparar el rendimiento entre diferentes planes de semáforos.

Se considera importante desde la perspectiva del conductor, la habilidad para moverse a una velocidad aceptable con pocas paradas.

Como resultado, cada usuario juzga el rendimiento del sistema desde una perspectiva individual sin conocer el rendimiento total del sistema y los niveles óptimos. Debido a esto el criterio que deberá ser practicado en la implementación de la evaluación del rendimiento y control de semáforos, se hará únicamente en base a las medidas de eficiencia del sistema sin considerar el punto de "vista del conductor".



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

REGULACION Y PROTECCION DE PEATONES Y CICLISTAS

EXPOSITOR: ING. HECTOR GUERRA SÓLALINDE

1997

277

CONTENIDO

Introducción

Antecedentes

El peatón y la seguridad

Características esenciales de la circulación de peatones

Niveles de servicio

Importancia de la actitud psicológica

Vialidad peatonal y su proceso de planeación

Instalaciones y sistemas de protección para peatones

Criterios para señalización de pasos de peatones

Vialidades y facilidades peatonales

Plan Metropolitano de Protección al Peatón

Control y seguridad en zonas escolares

La ruta más segura en la escuela

Promotores voluntarios de protección escolar

Los peatones y el nuevo marco jurídico

Avances en la materia en otras ciudades

Amigos asistentes a este Módulo de Ingeniería de Tránsito que coordina el prestigiado maestro decano Guido Radelat Egues, dentro del Diplomado Internacional de Transporte.

Agradezco la invitación a participar en este importante curso auspiciado por la División de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, es un honor para mí estar con ustedes.

El tema a tratar sin duda resulta controvertido, mucho se ha dicho sobre la prioridad del peatón dentro de la circulación, pero casi nada se ha hecho.

En este trabajo he tratado de conjugar lo teórico con lo posible, revisando las técnicas existentes, y proponiendo como posible curso de acción a seguir el Plan Metropolitano de Protección al Peatón preparado para el Area Metropolitana del Valle de México, perfectamente realizable cuanto antes en la mayoría de nuestras ciudades.

ANTECEDENTES

El caminar es una de las habilidades más maravillosas del ser humano en el largo sendero evolutivo hacia la civilización fue vital su capacidad para caminar, pues según las evidencias fósiles, se estima que hace un millón de años el humanoide comenzó a enderezarse haciendo posible su sistema músculo esquelético "pie - pierna - espina dorsal"; pueda uno remontarse a esta mutación clave del hombre primitivo, levantando su mirada al firmamento tratando de alcanzar la luna como si se tratara de coger la fruta de un árbol.

El dominio del hombre sobre su desarrollo comenzó como lo afirma Darwin, sólo después de que ganó la habilidad para caminar erecto libeñando sus manos para el uso de armas y herramientas, y forzándolo a desarrollar nuevas habilidades y aptitudes contribuyendo a un deseo cada vez más insaciable de exploración, descubrimientos y sabiduría.

Esta capacidad de locomoción del hombre fue determinante para su asentamiento en los primeros campamentos primitivos y ciudades rudimentarias y desde estos remotos tiempos, hasta el siglo XIX, las distancias de recorrido a pie determinaron la localización, apariencia y

tamaño de las ciudades, estructuradas para la conveniencia y confort del peatón y caracterizadas por sus cualidades humanas de diseño, turbadas si acaso por el paso de animales de carga, que cuando alcanzaba límites nocivos, se limitaba como sucedió en la antigua Roma, donde desde sus remotos tiempos se rescataron áreas para el uso exclusivo de personas a pie, para no perder al hombre módulo esencial en la urbe.

La Acrópolis de la antigua Grecia es otro ejemplo señorial donde hasta el emplazamiento de edificaciones y movimientos fue diseñado para la escala humana, evitando la continuidad y hasta los conflictos visuales.

El Talmud, libro hebráico de leyes, fue el primer documento que decretó que a los lados de los caminos deberían construirse áreas especiales para peatones, naciendo así la banqueta o acera.

Ya Leonardo D'vinci, hacia el año de 1500, destacó el conflicto de carruajes y personas, insistiendo en la necesidad de separar las vías de circulación de peatones, llegando a plantear el diseño de una ciudad con doble malla de circulación, una elevada para peatones y la otra a nivel de la calle para servir a los vehículos; resulta verdaderamente impresionante la visión e inventiva de este hombre excepcional.

El advenimiento del transporte en máquinas; ha causado un drástico impacto en la forma urbana, el conflicto del hombre con el automotor es una competencia desbalanceada; el auto en su cada vez mayor demanda de espacio para circular y estacionarse, prevalece actualmente en el desarrollo y estructura de las ciudades y desafortunadamente mutila y mata al hombre, causa humos, polvo, ruidos y su accionar provoca detrimento en el medio ambiente urbano, imponiendo su escala.

En efecto, se puede determinar que el peatón resulta el elemento olvidado, pues al hecho de que los vehículos le han venido quitando cada vez más espacio dentro de las ciudades, debemos agregar todos los demás impedimentos que encuentra en su diario deambular, como son las inclemencias del tiempo, puestos, botes de basura, accesos y salidas de vehículos, carga y descarga de mercancías, perros, postes, hidrantes, señales, teléfonos y un sinnúmero de obstáculos más.

De esta breve introducción, se desprende lo imperativo que resulta que los especialistas de la planificación, el urbanismo, la ingeniería de tránsito y la ingeniería de transportes, revaloren la importancia del peatón y apliquen sus técnicas en beneficio de la parte más importante por mayoritaria de la población de una ciudad: los peatones.

MAGNITUD DEL PROBLEMA

Para establecer la magnitud del problema desde el punto de vista que más nos interesa, el de la seguridad, las estadísticas nos indican que durante los últimos cinco años en promedio sólo acontecen 12 atropellamientos de cada 100 accidentes.

Sin embargo es bien sabido que, debido a lo expuesto del peatón ante la máquina de más de una tonelada que se desplaza a grandes velocidades, el saldo de este tipo de accidentes es muy grave, en efecto, durante el período de 1990 a 1995, de acuerdo con los datos del Servicio Médico Forense de la Ciudad de México, 70.0 % de los muertos en accidentes de tránsito fueron peatones.

La magnitud de este problema es refrendada por el enorme número de peatones que diariamente en todas partes del mundo son embestidos por el automotor, pasando a ser un número más en las negras cifras estadísticas.

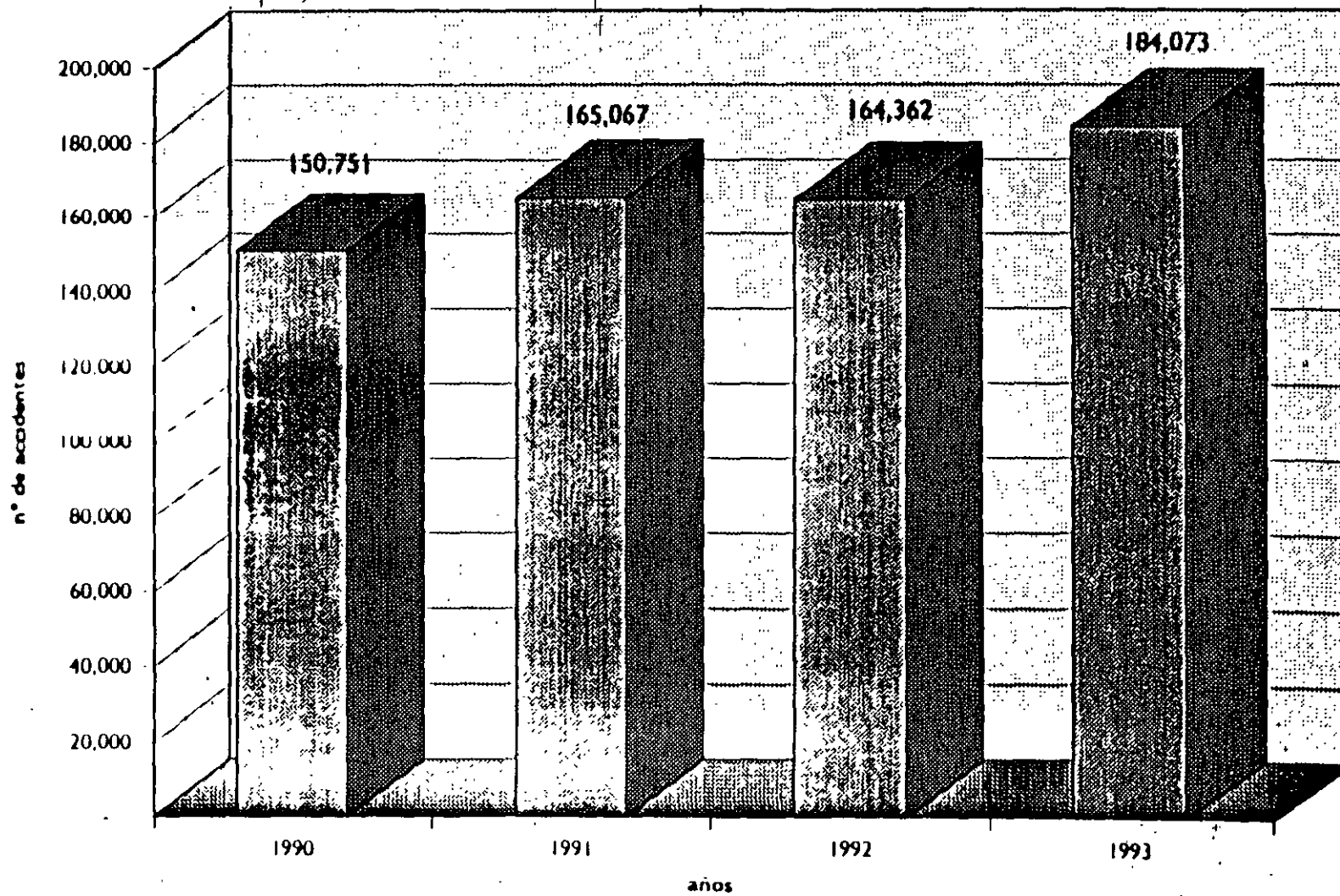
CARACTERÍSTICAS ESENCIALES DE LA CIRCULACIÓN DE PEATONES.

Antes de comentar las especificaciones de diseño de algunas de las vías peatonales, haremos referencia a las características básicas de la circulación de los peatones.

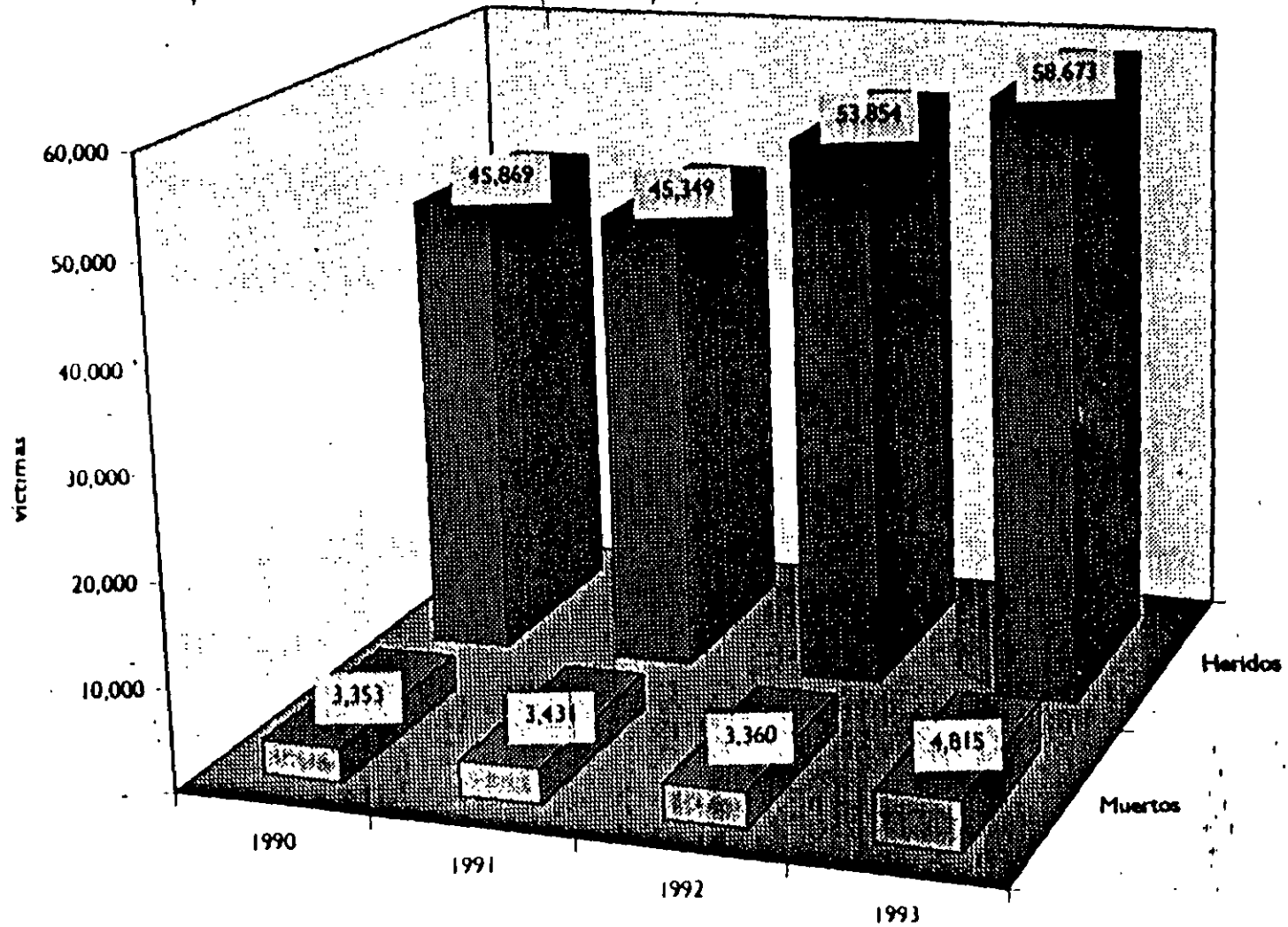
Los conceptos básicos que se aplican a los vehículos los utiliza la ingeniería de tránsito también para los peatones, en efecto, los conceptos de volumen, velocidad, densidad, intervalo, capacidad y niveles de servicio, se están aplicando cada vez más en estudios de peatones que se realizan en las grandes concentraciones urbanas de algunos países. A continuación se definen dichos conceptos:

VOLUMEN DE PEATONES (V.P.). Es el número de peatones pasando por un punto en una unidad de tiempo, es la característica más importante del

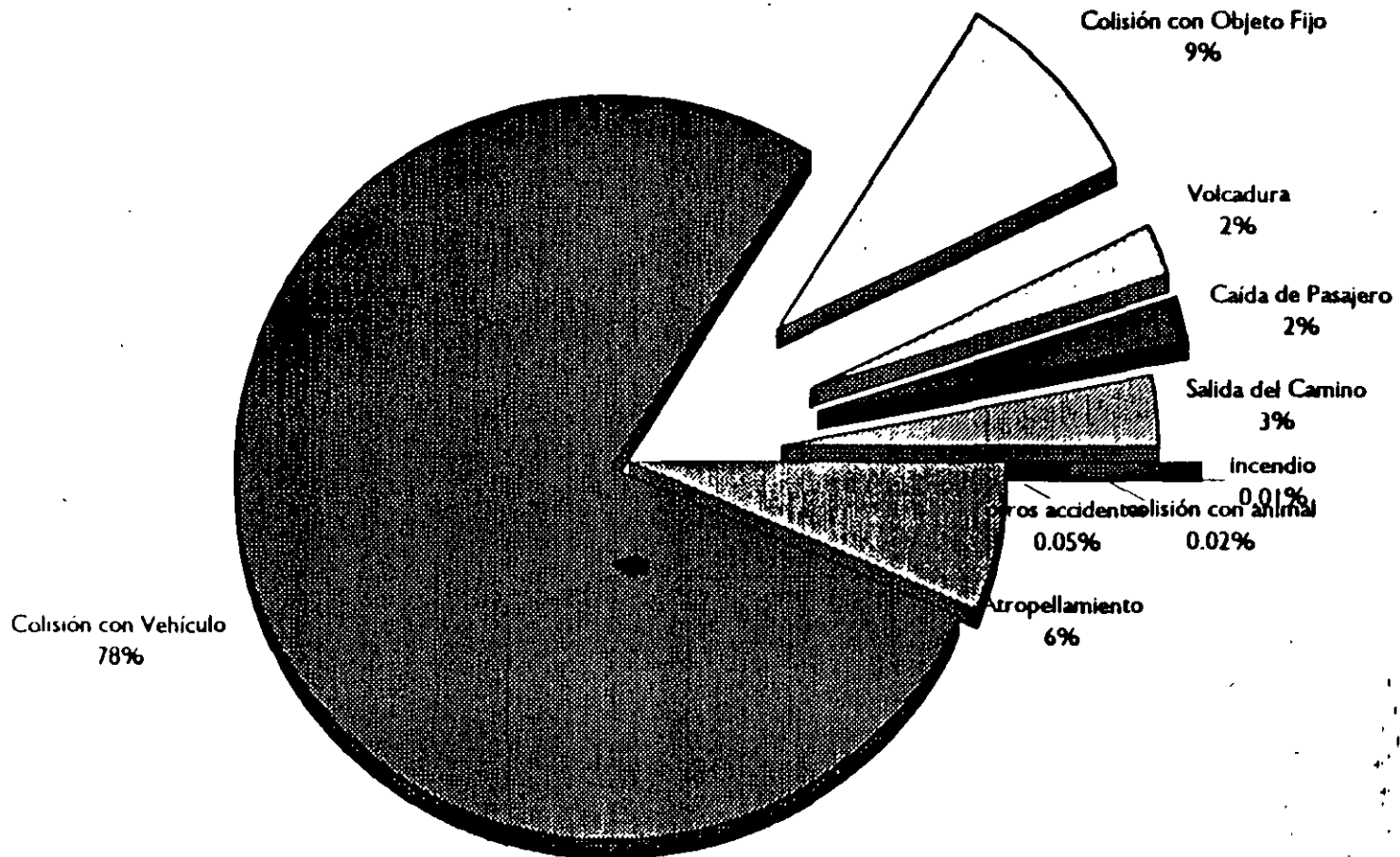
Accidentes de Tránsito en la República Mexicana



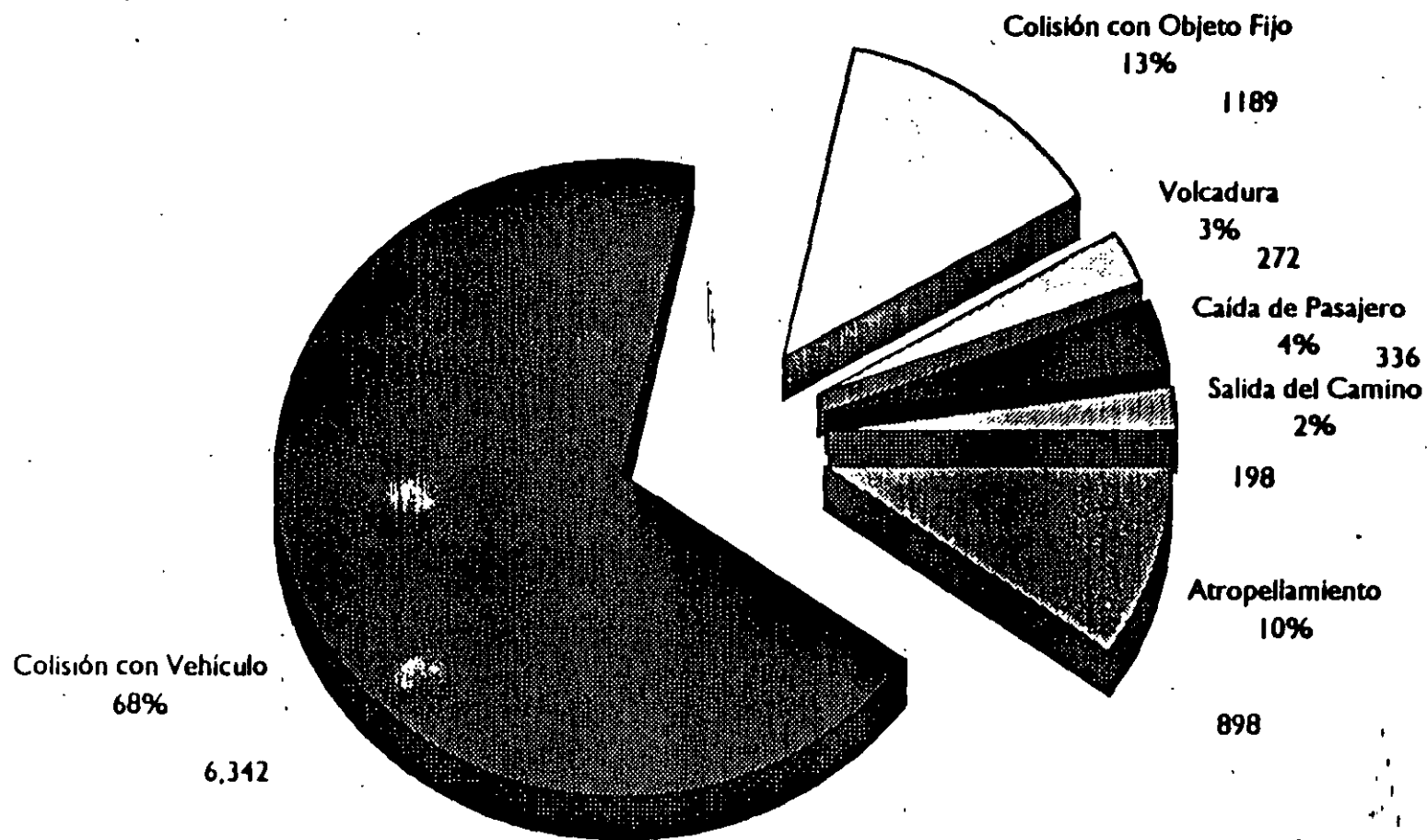
**Victimas en Accidentes de Tránsito
República Mexicana 1990-1993**



Accidentes de Tránsito por su Tipo República Mexicana 1993



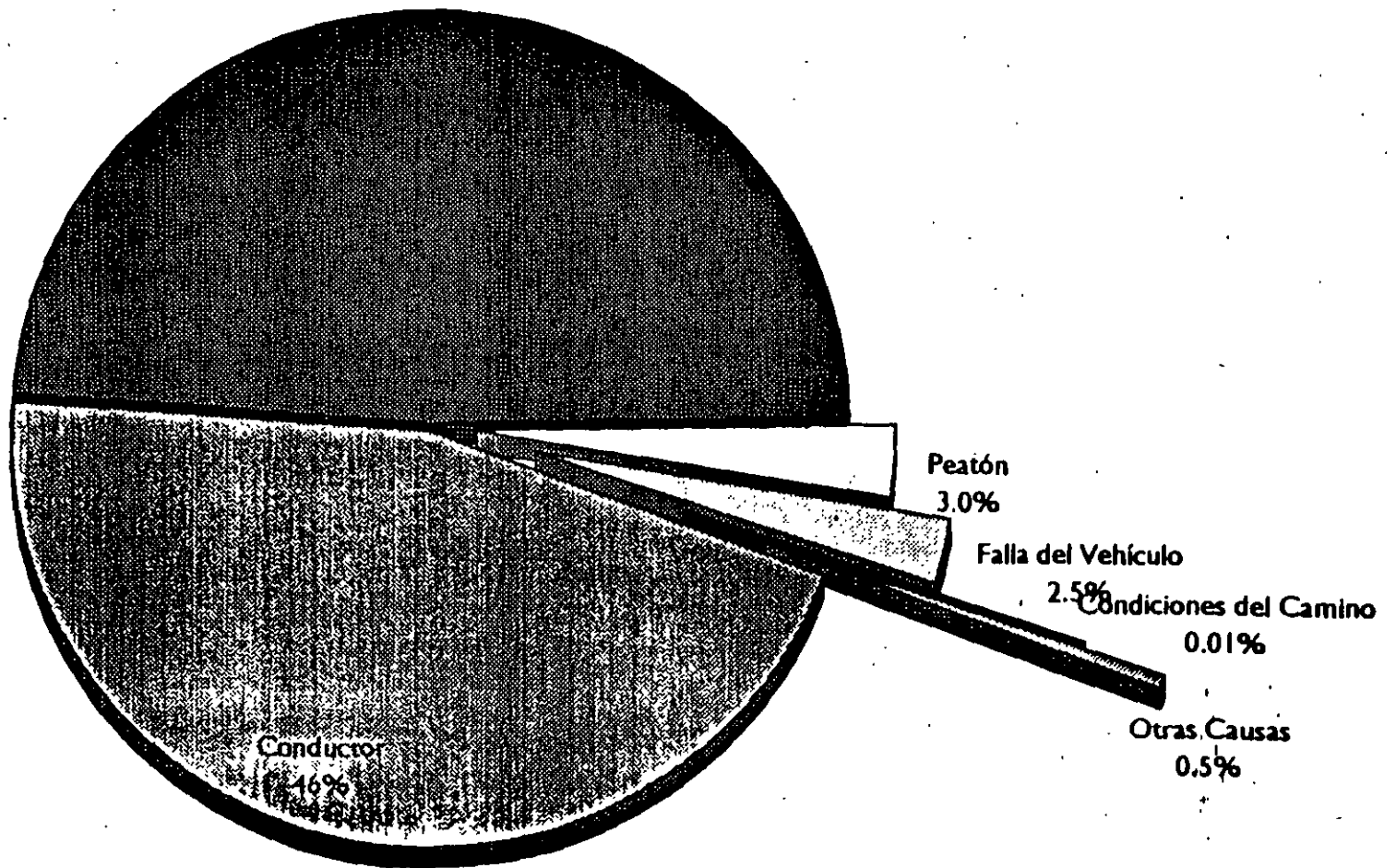
Accidentes de Tránsito por su Tipo Distrito Federal 1993



Accidentes de Tránsito en el Distrito Federal

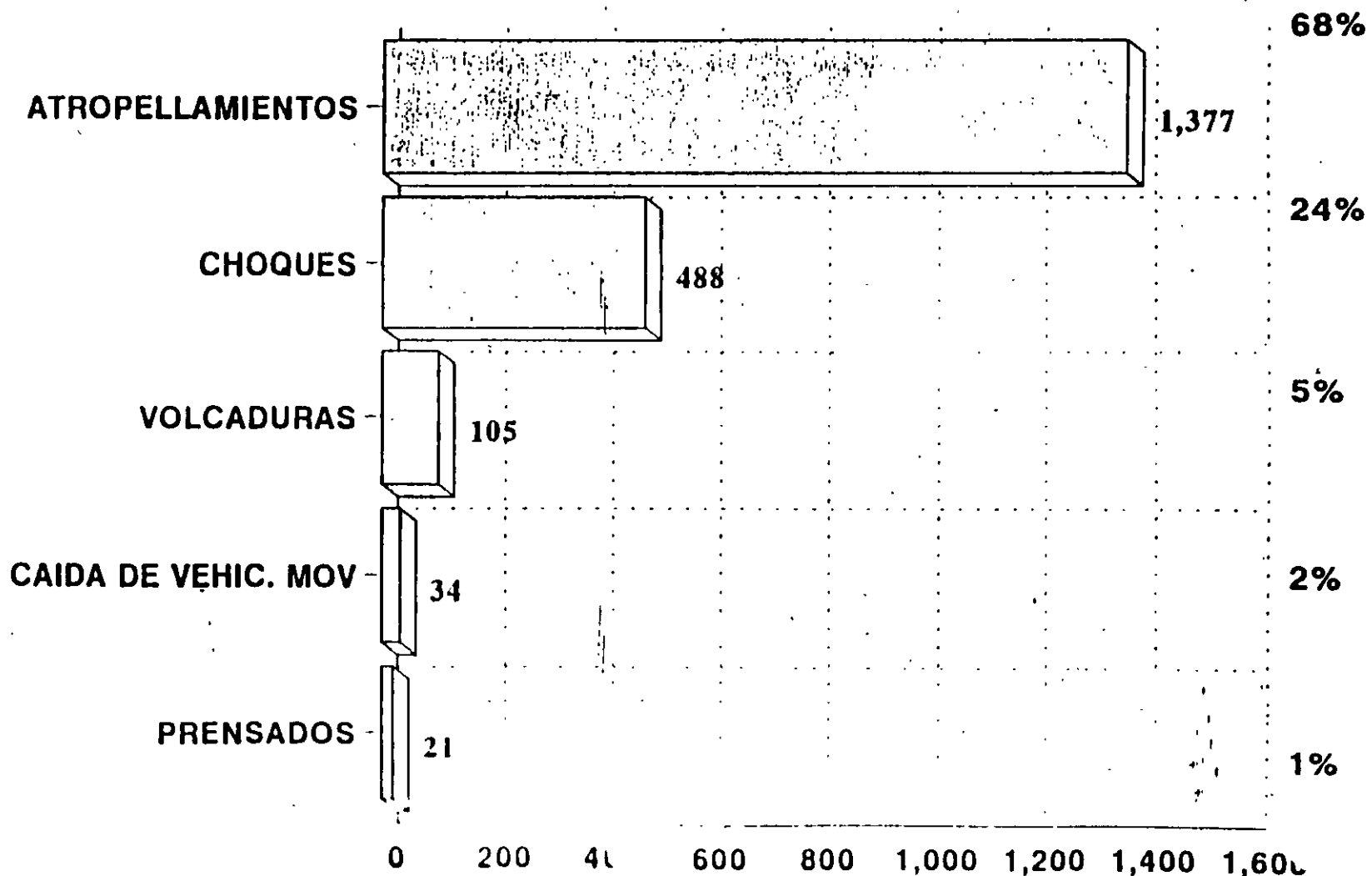
Causas Determinantes

Usuario
48%

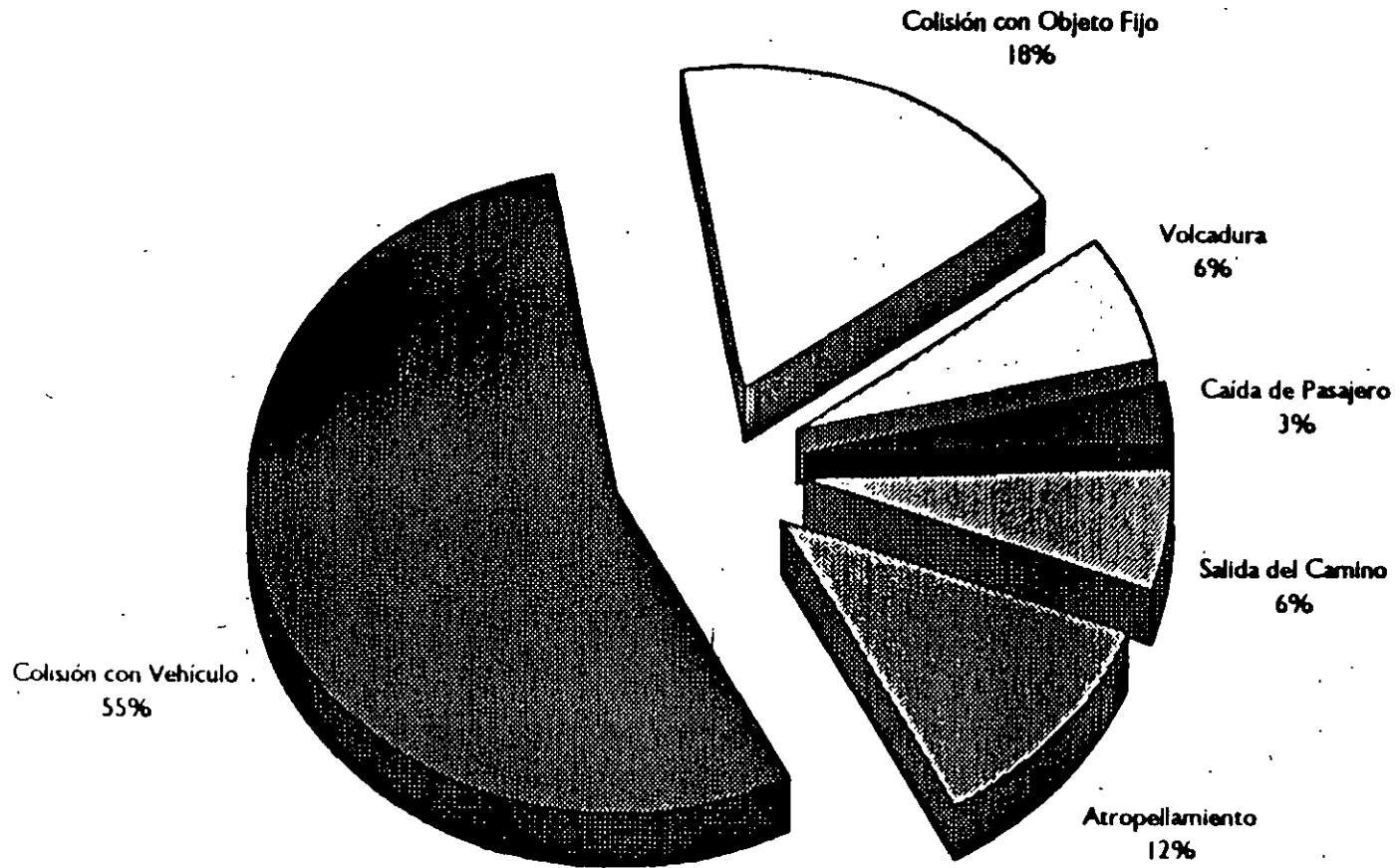


207

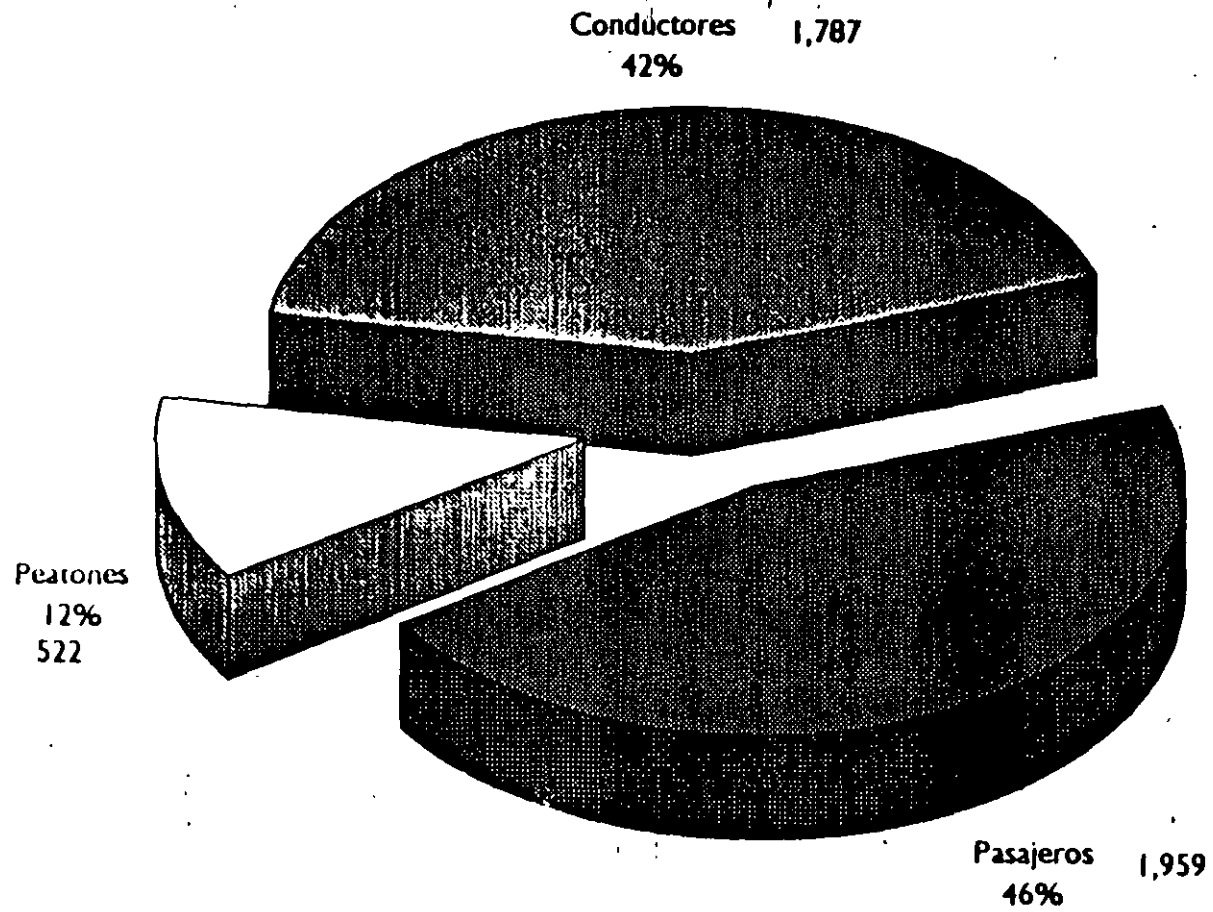
MUERTOS EN ACCIDENTES DE TRANSITO EN EL D.F. DISTRIBUCION POR TIPO DE ACCIDENTE 1992



Accidentes de Tránsito por su Tipo Estado de México 1993



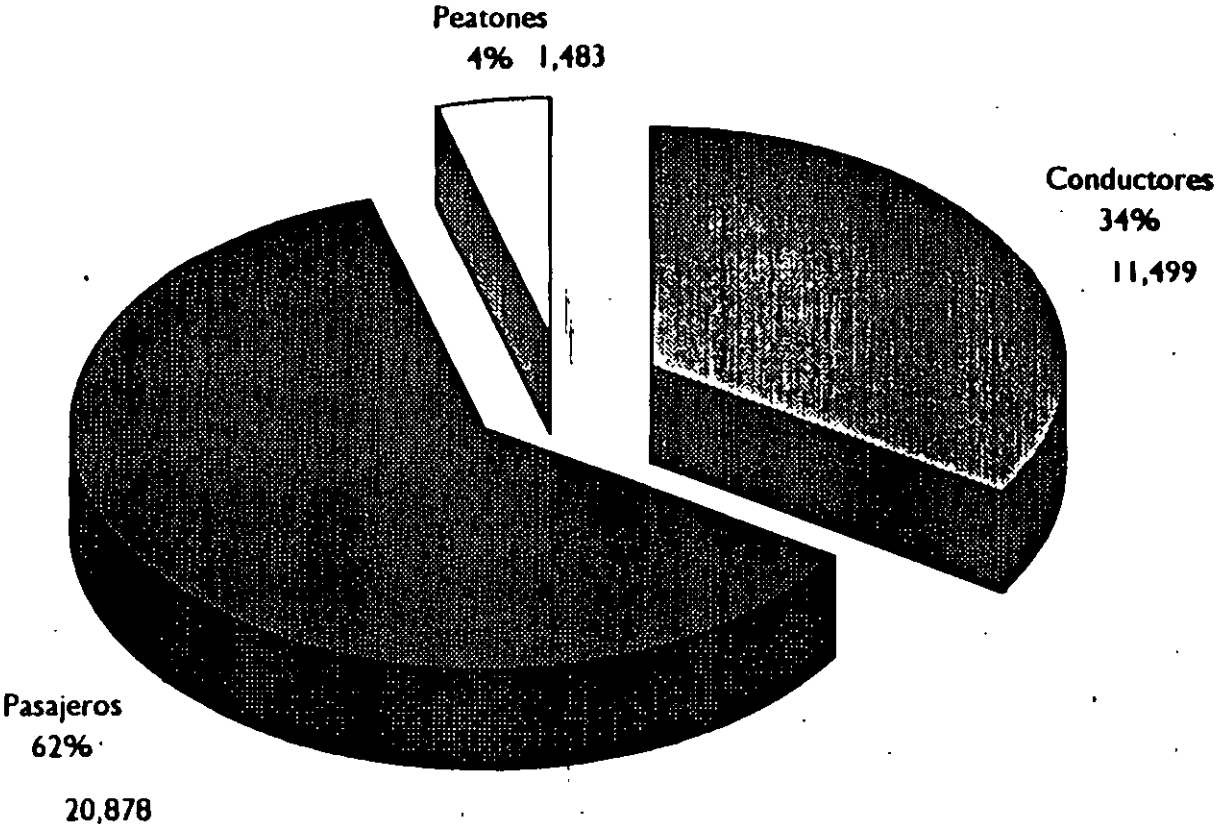
Muertos en Accidentes Carreteros en 1995 en la República Mexicana



**ESTADÍSTICA DE ATROPELLAMIENTOS EN EL MUNICIPIO DE ECATEPEC
1er TRIMESTRE DE 1996**

NUM. TOTAL DE ACCID.	147	100%
NUM. TOTAL DE ATROP.	16	10.8%
MUERTOS EN ATROP.	5	
HERIDOS EN ATROP.	17	
ATROP. COLECTIVOS	3	23%
ATROP. INDIVIDUALES	13	77%
ATROP. EN INTERSECC.	6	37%
ATROP. EN MEDIA ABADÍA	10	63%

Lesionados en Accidentes Carreteros en 1995 en la República Mexicana



ESTADÍSTICA DE ATROPELLAMIENTOS EN EL MUNICIPIO DE ECATEPEC 1er TRIMESTRE DE 1996

VEHÍCULOS PARTICIPANTES EN ATROPELLAMIENTOS

AUTO PARTICULAR	9	56%
COMBIS Y MICROBUSES	4	25%
AUTOBUSES FORÁNEOS	2	13%
TAXI	<u>1</u>	<u>6%</u>
	16	100%

TIPO DE CONTROL

CON SEMÁFORO O MARCAS	5
SIN NINGÚN CONTROL	11

QUE HACIA EL PEATÓN?

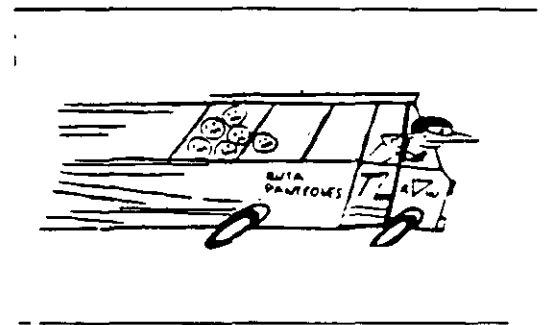
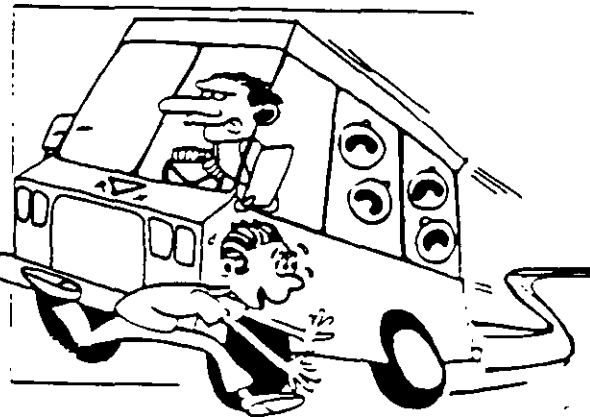
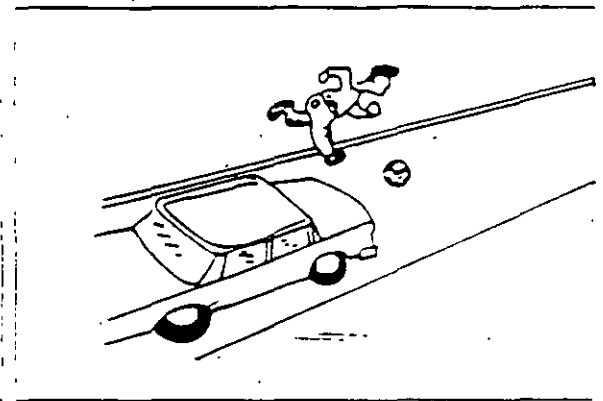
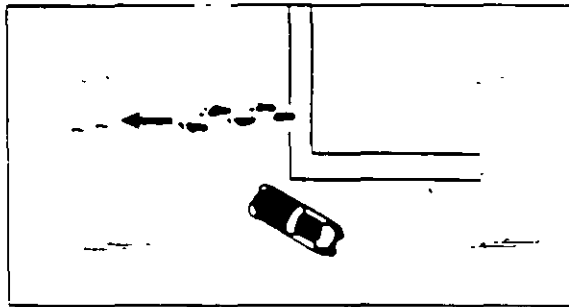
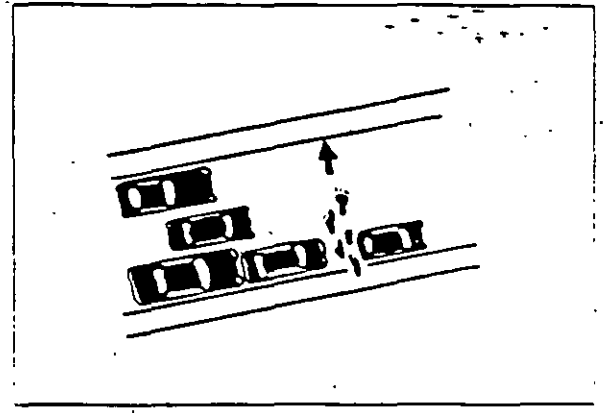
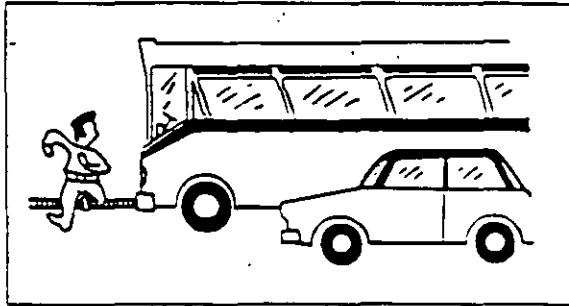
ATRAVESABAN A MEDIA CUADRA	10	
CAMINABAN EN EL ARROYO	2	
JUGABA EN EL ARROYO	<u>1</u>	
	13	

EDAD DE LOS ATROPELLADOS

NIÑOS	6	27%
JÓVENES	4	18%
ADULTOS	10	46%
ANCIANOS	2	9%

EL PEATON INESPERADO

- 1. Adelante de un autobús
- 2. Entre dos vehículos estacionados
- 3. Al dar vuelta en la esquina
- 4. Tras una pelota



tránsito, ya que determina el ancho del camino peatonal, en el diseño de elementos para peatones por metro de ancho por hora (P.M.H.), aunque es usual manejarlo en los peatones por metro por minuto (P.M.M.).

VELOCIDAD (V). La velocidad de locomoción se expresa en distancia por unidad de tiempo, generalmente en km/h o m/minuto. Cuando se relaciona con el diseño de una vía peatonal, se considera la velocidad promedio en todos los peatones que pasan a través de un tramo durante un lapso de mayor demanda.

La velocidad del peatón depende desde luego de las características y naturaleza anatómica del hombre, y se ve afectada por cuatro circunstancias que son: sexo (el hombre camina de un 15 a un 20 % más aprisa que la mujer); la edad; la pendiente con un 10 % ; la velocidad se reduce hasta un 30%, y la existencia de otras personas y vehículos en zonas próximas o compartidas parcialmente. La velocidad media de peatones en terreno llano y en derecho de vía propio es de 5.0 km/h, caminando en vía pública, ligeramente mayor a la de 4.0 km/h aceptada comúnmente como media de camino recreacional. Las velocidades medias de peatones por grupos de edades se especifican en la figura.

DENSIDAD (D). Es el número de peatones por unidad de área. Para facilidades de diseño y no tener que expresar la densidad de unidades difíciles de visualizar como serían partes de peatón por m². Se utiliza la recíproca densidad, es decir el área en m² por peatón, denominada módulo, que es una densidad más manejable.

INTERVALO (I). Es la separación entre peatones, medida generalmente en unidades de tiempo, así una circulación de 30 peatones por minuto determina un intervalo medio de 2 segundos.

COLA. (C). Una o más unidades de tránsito, en este caso peatones, esperando por un servicio. Si la demanda es mayor que la capacidad de la instalación que proporciona el servicio se formará una cola de peatones. El estudio del largo y la duración de colas resulta de gran utilidad.

CAPACIDAD. La máxima concentración parece alcanzarse con 5 peatones por m², y a partir de 3 personas por m², la velocidad es prácticamente nula. La máxima capacidad se obtiene para una concentración de 2

VELOCIDAD MEDIA CAMINANDO DE PEATONES DE DIFERENTES EDADES Y SEXOS

	talla grande (km/h)	talla mediana (km/h)	(m/seg.)
más de 5 años	5.5	4.5	(1.5)
menos de 55 años	6.0	5.0	(1.7)
más de 50 años	4.7	3.7	(1.3)
menos de 50 años	5.0	4.0	(1.4)
mujer con niño	2.5	2.0	(0.7)
niño de 6 a 10 años	4.0	3.5	(1.1)
adolescentes	6.5	5.5	(1.8.)

personas/m². Y para efecto de proyecto no conviene pasar de 1 a 15 peatones/m².

Por los que toca a la capacidad máxima por metro es muy variable, dependiendo del orden en que se haga, a ello se debe que las formaciones militares alcancen hasta los 9,000 peatones/hora/metro; los valores que en la práctica se alcanzan son muy inferiores, en el último Congreso Mundial de Carreteras, dicha capacidad máxima fue señalada en la ponencia belga en 1, 400 peatones/hora/metro, en la ponencia húngara en 2, 600 peatones por hora, y en la ponencia japonesa en 3, 200 peatones /hora/m.

La realidad es que a partir de 500 peatones/hora/m. en las aceras, la circulación empieza a ser incómoda; un límite prudente puede ser el de 1,000 peatones/hora/m. de aceras o pasajes comerciales o pasajes del metro, puede aceptarse un máximo de 200 peatones/hora/m.

NIVELES DE SERVICIO. El fluido de peatones frecuentemente guarda poca afinidad, siendo en ocasiones errático, escasamente definido y depende en alto grado del nivel educativo, convencimiento y disciplina imperantes en el país y la ciudad; no obstante ello, la determinación y uso de normas de diseño resulta esencial y cada vez deben adquirir mayor aplicación, variando en un rango de flexibilidad aceptable. El término de niveles de servicio, aplicado inicialmente sólo a los vehículos, es un rango de calidad de circulación que está en función de la densidad, las facilidades o interferencias y en general en el nivel de restricciones y que en orden decreciente se denominan con letras de la A a la F, en el servicio A, se tiene una libertad absoluta de acción ya que el área disponible por peatón es de 3.40 m² o más alcanzándose un volumen peatonal de 24 personas por minuto por metro por ancho de vía.

Las restricciones, los cambios de dirección e inclusive los roces con otras personas, se van haciendo más frecuentes a medida que el nivel de servicio decrece.

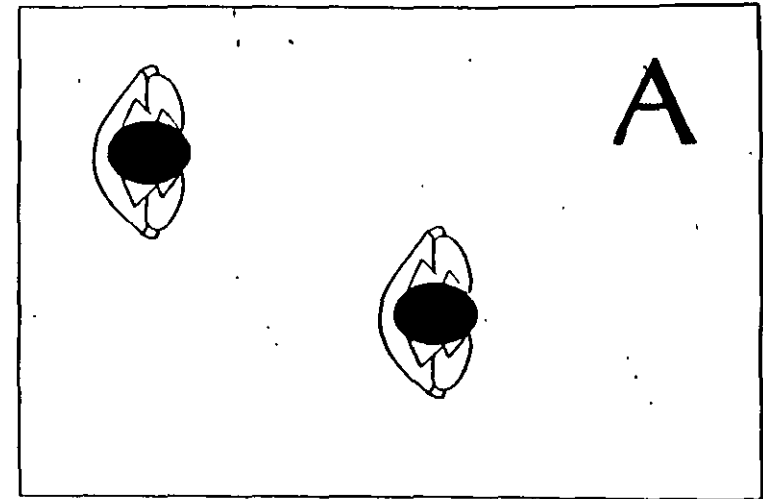
El nivel de servicio C, se presenta cuando el peatón dispone de 1.40 a 2.40 m² como módulo, logrando pasar de 35 a 53 personas por minuto por metro de ancho.

NIVELES DE SERVICIO

NIVEL "A"

LIBERTAD ABSOLUTA DE SELECCIÓN DE SENDERO, VELOCIDAD Y MOVIMIENTOS RECOMENDABLE PARA PLAZAS PÚBLICAS Y EFICIOS PRIVADOS.

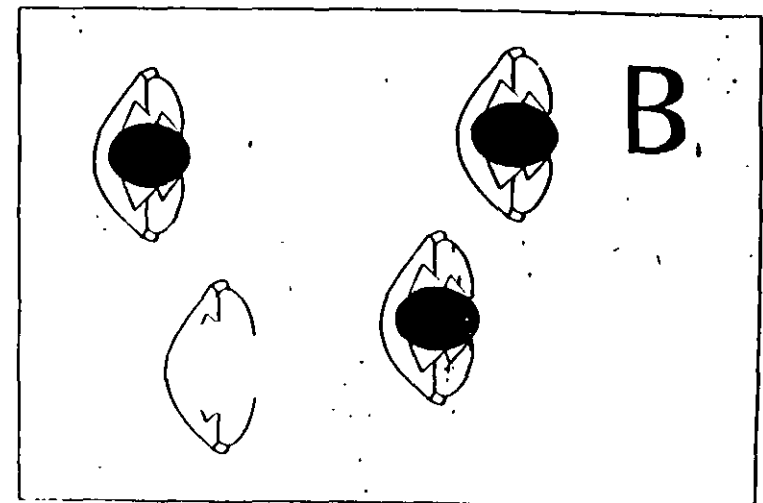
AREA DISPONIBLE POR PEATÓN 3.40 METROS CUADRADOS Ó MÁS.
VOLÚM, EN PEATONAL: 24 P/M/M
CONFLICTOS 0



NIVEL "B"

SOLO OCURREN CONFLICTOS MUY ESPORÁDICOS CON OTROS PEATONES. DISMINUYE LIGERAMENTE LA VELOCIDAD MEDIA.

DISMINUYE EL VOLÚMEN PEATONAL.
POSIBILIDAD DE CONFLICTOS: 0.5



NIVELES DE SERVICIO

NIVEL "C"

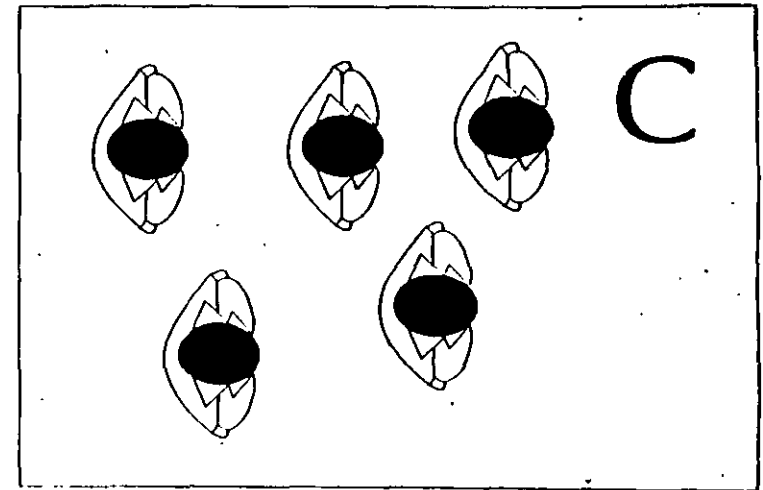
VELOCIDAD RESTRINGIDA, CONSIDERABLE
POSIBILIDAD DE CONFLICTO.

EL PEATÓN REALIZA FRECUENTES AJUSTES DE
VELOCIDAD Y CAMBIOS DE DIRECCIÓN.

NIVEL COMÚN EN TERMINALES DE
TRANSPORTE Y EDIFICIOS PÚBLICOS.

AREA/PEATÓN 1.40 A 2.40 METROS
CUADRADOS

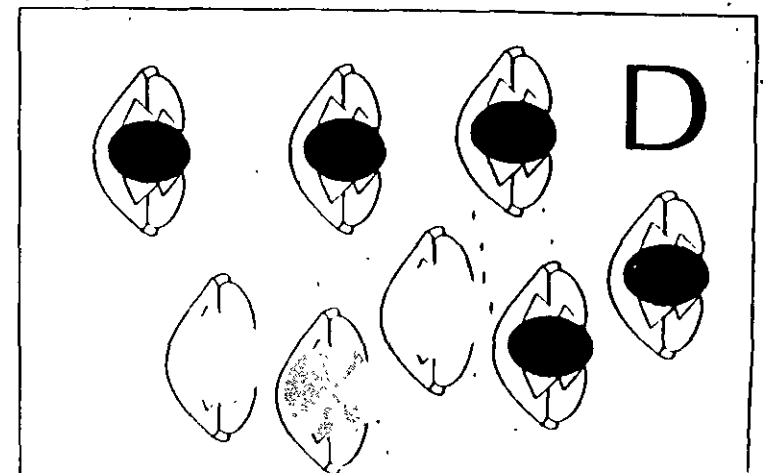
35 A 53 PERSONAS/MINUTO/MARCHA
PROBABILIDAD DE CONFLICTOS .6 A 5



NIVEL "D"

CONSIDERABLE FRICCIÓN E INTERACCIÓN.
SE PRESENTAN PAROS MOMENTÁNEOS EN EL
FLUJO PEATONAL.

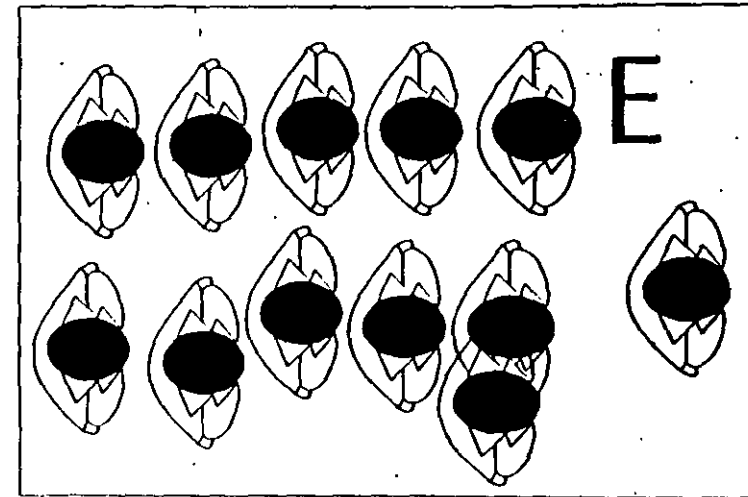
NIVEL QUE SE PRESENTA EN ACERAS ÁREA
CENTRAL DE LAS CIUDADES GRANDES.



NIVELES DE SERVICIO

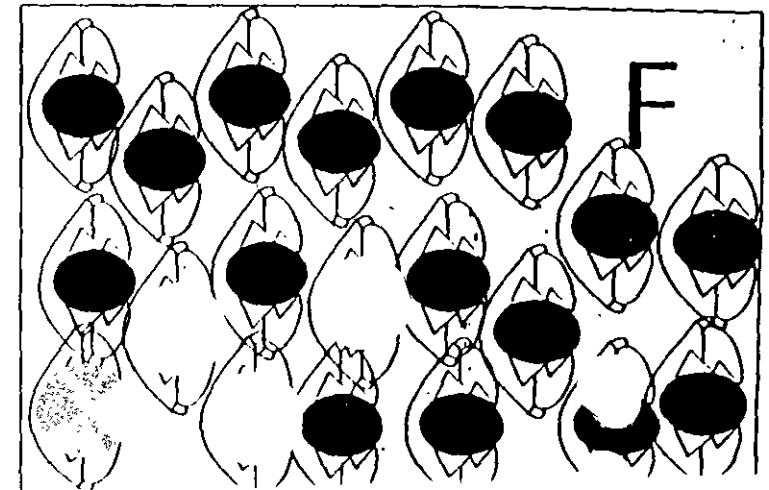
NIVEL "E"

MÁXIMA RESTRICCIÓN DE MOVIMIENTOS.
SE ARRASTRAN LOS PIES
NO ES POSIBLE REBASAR
SE PRESENTA LA "MAXIMA CAPACIDAD"
VELOCIDAD Y MOLESTIAS INTOLERABLES, EL
VOLÚMEN DE LLEGADA EXCEDE LA CAPACIDAD.
EN ESTE NIVEL SE LLEGAN A DISEÑAR ANDENES
DEL METRO.
TAMBIÉN SE USA EN ESTADIOS.
MODULO 0.5 M²/PEATÓN.



NIVEL "F"

VELOCIDADES MUY BAJAS.
GRANDES PERIODOS DE INMOVILIDAD
FRECUENTES CONTACTOS
MAS REPRESENTATIVA DE UNA COLA QUE DE
UN FLUJO DE CIRCULACIÓN.
NO RECOMENDABLE EN NINGÚN CASO
PROBABILIDAD DE CONFLICTO 1



Esta calidad de circulación es común en terminales de transporte y plazas públicas.

El nivel de servicio D se presenta en las aceras centrales de la ciudad, con el nivel de servicio E se obtiene la máxima capacidad posible que es de 85 peatones por minuto, por metro de sendero con máximas restricciones de movimiento casi intolerables ya que la superficie por peatón es de 0.46 a 0.93 m². Sin embargo para este nivel de servicio se diseñan frecuentemente los andenes del metro. El último nivel de servicio, el F, significa ya inamovilidad.

Debe asentarse que la elipse promedio del cuerpo tiene .61 por .51. Cms. por lado, para tener una área sin contacto se requieren 0.65 m² y una zona comfortable se logra a los 0.93 m² de superficie para cada persona como distancia personal o círculo de confianza se define la de 1.20 m².

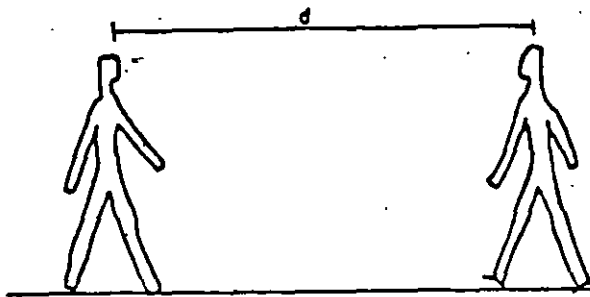
En la gráfica superior puede apreciarse el área por peatón (Módulo) que va desde 3.42 m² o más para el nivel A, hasta 0.5 m² en el nivel E, alcanzándose la capacidad. En la inferior, se aprecia cómo en los niveles A, B y C la velocidad se vuelve asintótica.

En otra diapositiva se establecen con relación a los niveles de servicio promedio de los espacios longitudinal y lateral de la corriente peatonal y abajo cómo la probabilidad de conflictos pasa de 0 en A, a 5 en el B a 6.5 en el C y alcanza el valor de 1 en el F.

Estos datos de diseño incorporados recientemente en auxilio de los peatones, permiten determinar con toda precisión el ancho que requiere una banqueta para alojar un volumen peatonal esperado, así como comprobar el número máximo de peatones que se pueden alojar en una banqueta existente.

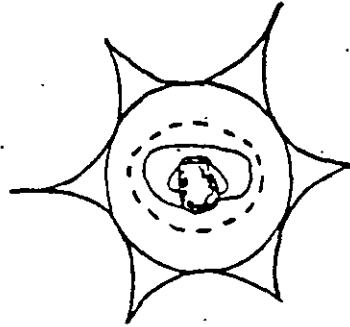
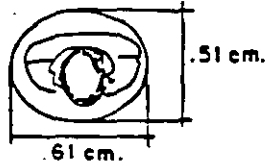
IMPORTANCIA DE LA ACTITUD SICOLÓGICA.

La importancia de la actitud mental del peatón, escapa comúnmente al registro estadístico, que se va por su mayor objetividad y medición por el efecto físico, pero sin duda es el origen de la gran mayoría del 85 % de los accidentes cuya responsabilidad se atribuye al factor humano. Cuando más

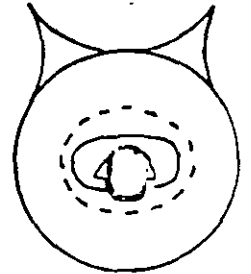


d	DENOMINACION
3.4 m	DISTANCIA SOCIAL O CIRCULO DE CONTACTACION PERSONAL.
1.20 A 2.10	ESPACIO DE REUNION PARA CONVERSACION Y NEGOCIOS IMPERSONALES
1.20 m	DISTANCIA PERSONAL O CIRCULO DE CONFIANZA

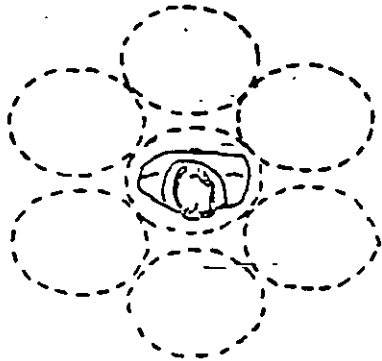
ELIPSE DEL CUERPO



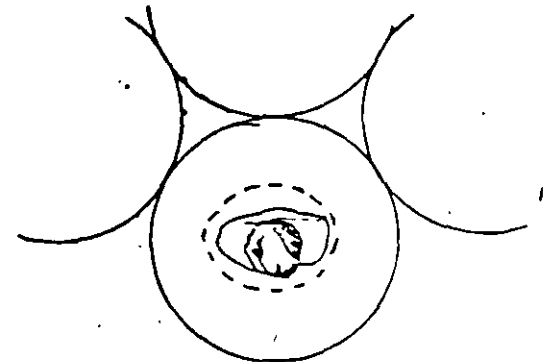
AREA SIN CONTACTO
0.65 m²



ZONA DE CONFORT PERSONAL 0.93 m²

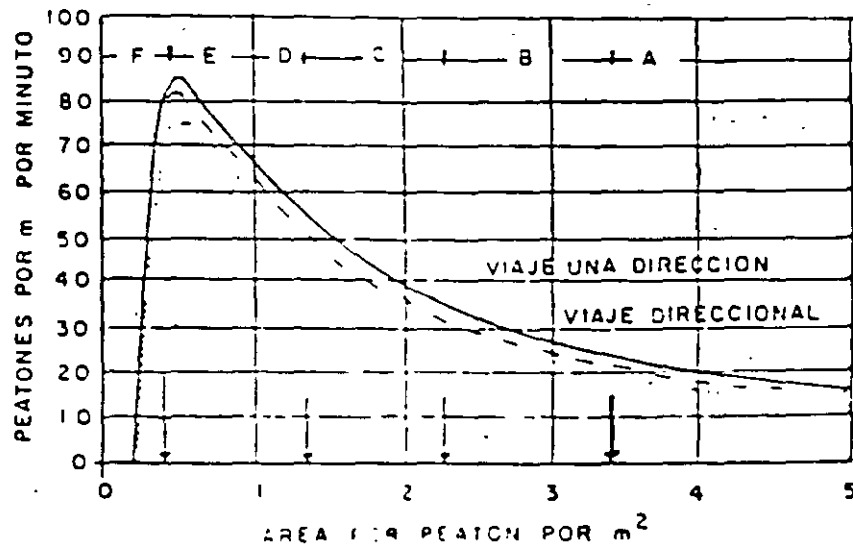


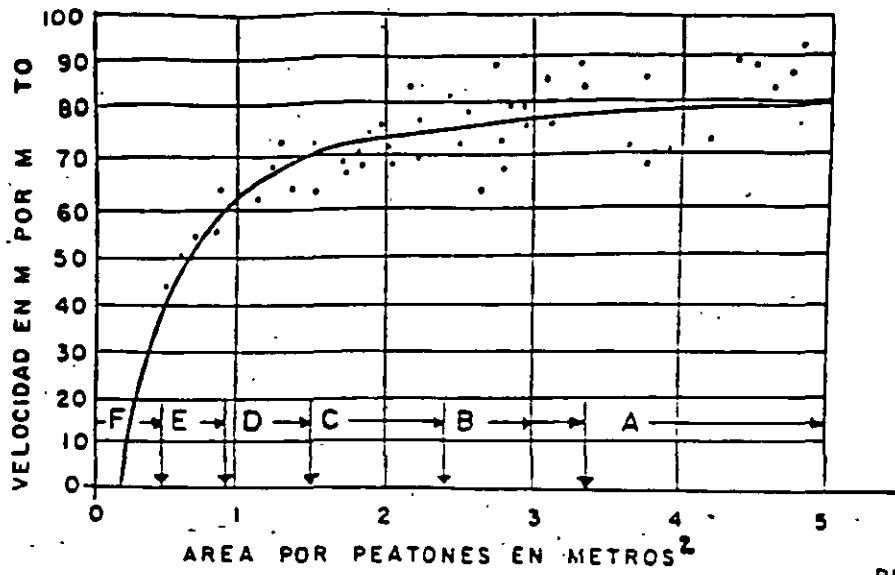
ZONA DE ROSE 0.28 m²/p



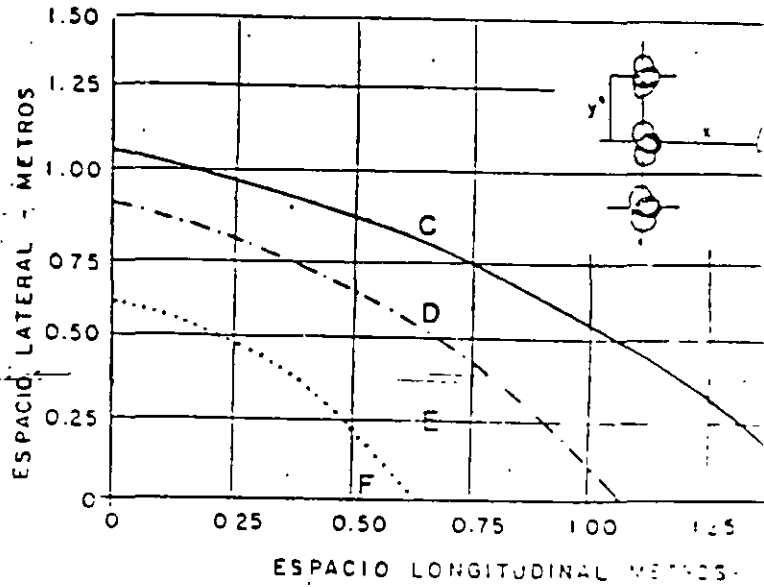
AREA PARA CIRCULAR
120 m²

NORMAS DE NIVELES DE SERVICIO
VOLUMEN-AREA (MODULO)

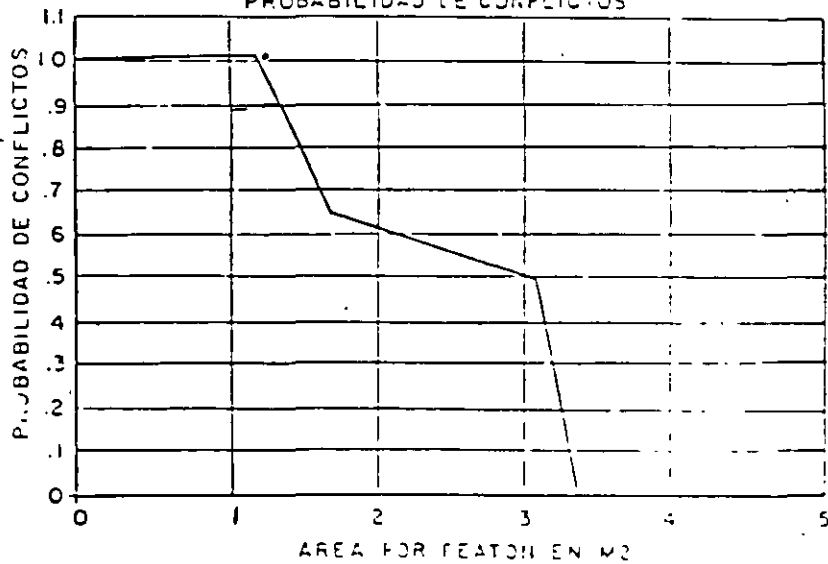




PROMEDIO DE ESPACIOS LONGITUDINAL Y LATERAL DE LA CORRIENTE PEATONAL UN SOLO SENTIDO



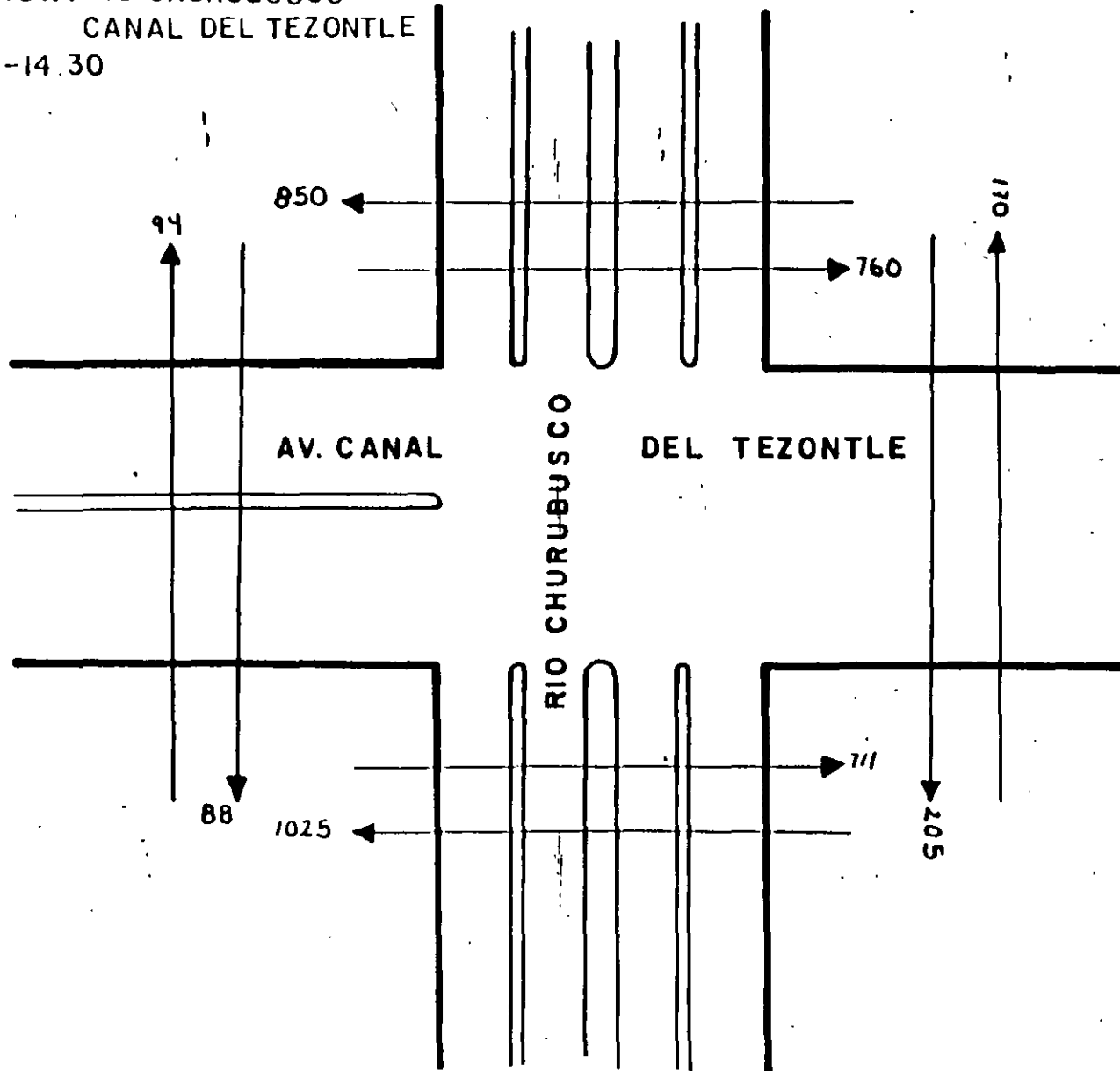
CRUCE DE CORRIENTES PEATONALES PROBABILIDAD DE CONFLICTOS



AFORO PEATONAL

INTERSECCION: RIO CHURUBUSCO -
CANAL DEL TEZONTLE

HORA: 13.30-14.30



se ha señalado su importancia en el usuario, pero cuántas veces es el peatón el responsable?

Además de los trastornos de la conducta, se ha comprobado que las distracciones, causa frecuente de accidentes suelen tener un origen afectivo como conflictos sentimentales, fijación de ideas, preocupaciones, etc..

ORGANIZACIÓN SÍQUICA.

La organización síquica se compone de estado de conciencia, inteligencia, afectividad, emotividad. Los principales problemas que afectan a la conducción en estas 4 áreas son: Disminución en el estado de alerta y vigilancia consciente de la ruta y sus problemas, en el campo de la inteligencia, la debilidad mental que desemboca en ligereza, vanidad o susceptibilidad. En el campo de la afectividad el instinto de poder, la agresividad, la culpabilidad y la frustración y finalmente, en el área de la emotividad, la sensación de emociones intensas que afectan el comportamiento, todas ellas generando los dañinos complejos.

Ya sabemos que individuos aparentemente sanos se transforman tras el volante y dan rienda suelta a la agresividad, tratando de satisfacer con la potencia de sus máquinas sus apetitos neuróticos, psicopáticos y otros impulsos inconscientes para los que el automóvil obra como amplificador.

Sin embargo, estos efectos, la distracción y despreocupación aparecen frecuentemente en el peatón, la actitud mental positiva y el aprender a compartir con cortesía y responsabilidad la vía pública es un factor vital para el usuario de los sistemas viales y de transportes.

Las limitaciones del peatón son determinantes de por sí, se ven intensificadas por una serie de factores que provocan en diferentes grados confusión visual, mayor tiempo de reacción y agravan los problemas psicológicos, entre los más importantes podemos citar la intoxicación por alcohol o droga, la fatiga, la edad, la enfermedad, la emotividad y el clima.

VIALIDAD PEATONAL Y SU PROCESO DE PLANEACIÓN

La clasificación vial más comúnmente aceptada identifica un sistema primario o principal formado por autopistas urbanas y arterias, y un sistema

vial secundario, integrado por las calles colectoras, calles locales y vialidad peatonal.

Dentro de la vialidad peatonal podemos identificar los siguientes elementos:

Banquetas o aceras, plazas y espacios abiertos, calles peatonales, pasos peatonales a nivel y a desnivel para cruzar las calles, andadores, accesos y recibidores de terminales y edificios, andenes, escaleras y ayudas mecánicas.

PROCESO DE PLANEACIÓN

En todo plan de desarrollo urbano y como parte importante de su capítulo dedicado a la vialidad y los transportes, deben quedar contenidos los programas de instalaciones y facilidades destinadas a peatones en la vía pública, su proceso de planeación se muestra en el flujograma que se muestra.

El primer paso es el de definir objetivos y metas, para pasar a fijar las normas mínimas óptimas de seguridad, continuidad, estética, confort e integración de las instalaciones. La obtención de datos relativos a uso de suelo, origen y destino, generación de viajes, patrones de recorrido, volúmenes de usuarios y tendencias de uso; del análisis de dichos datos se procede a diseñar proyectos alternativos de solución justificados debidamente mediante el balance beneficio/costo y su respectivo financiamiento para que una vez revisados y redefinidos los aspectos que sean necesarios mediante retroalimentación se llegue al programa definitivo, que debe ser sometido a la comunidad y a las autoridades de mayor rango.

INSTALACIONES Y SISTEMAS DE PROTECCIÓN PARA PEATONES

Es desde luego el cruce de las calles el problema mayor de los peatones, y es donde se producen casi todos los atropellamientos, haciéndose necesario brindarles protección mediante un adecuado señalamiento, protección de semáforos o pasos a desnivel.

El peatón que va cruzar una calzada toma la decisión en función de la disposición y la velocidad de los vehículos que se acercan al cruce, en

realidad el peatón hace un rápido cálculo mental para comparar el riesgo y el tiempo de espera, acelerando su paso normal desde que ve un vehículo que tarda menos de 7 segundos en llegar al punto donde cruza. En esta estimación intuitiva, los peatones tienden a subestimar la velocidad de los vehículos más rápidos y la de los más pequeños, entre ellos las motocicletas.

El intervalo medio entre vehículos que requiere un peatón para cruzar entre 2 vehículos en una calzada de 2 carriles oscila entre los 4 y los 6 segundos.

En la figura siguiente se muestran las normas establecidas por la Dirección de Rutas de Circulación Urbana de París en 1965, para poner en práctica los diversos tipos de protección para peatones, así como los criterios holandeses correspondientes, y las especificaciones que establece el Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito en las Calles y Carreteras de México.

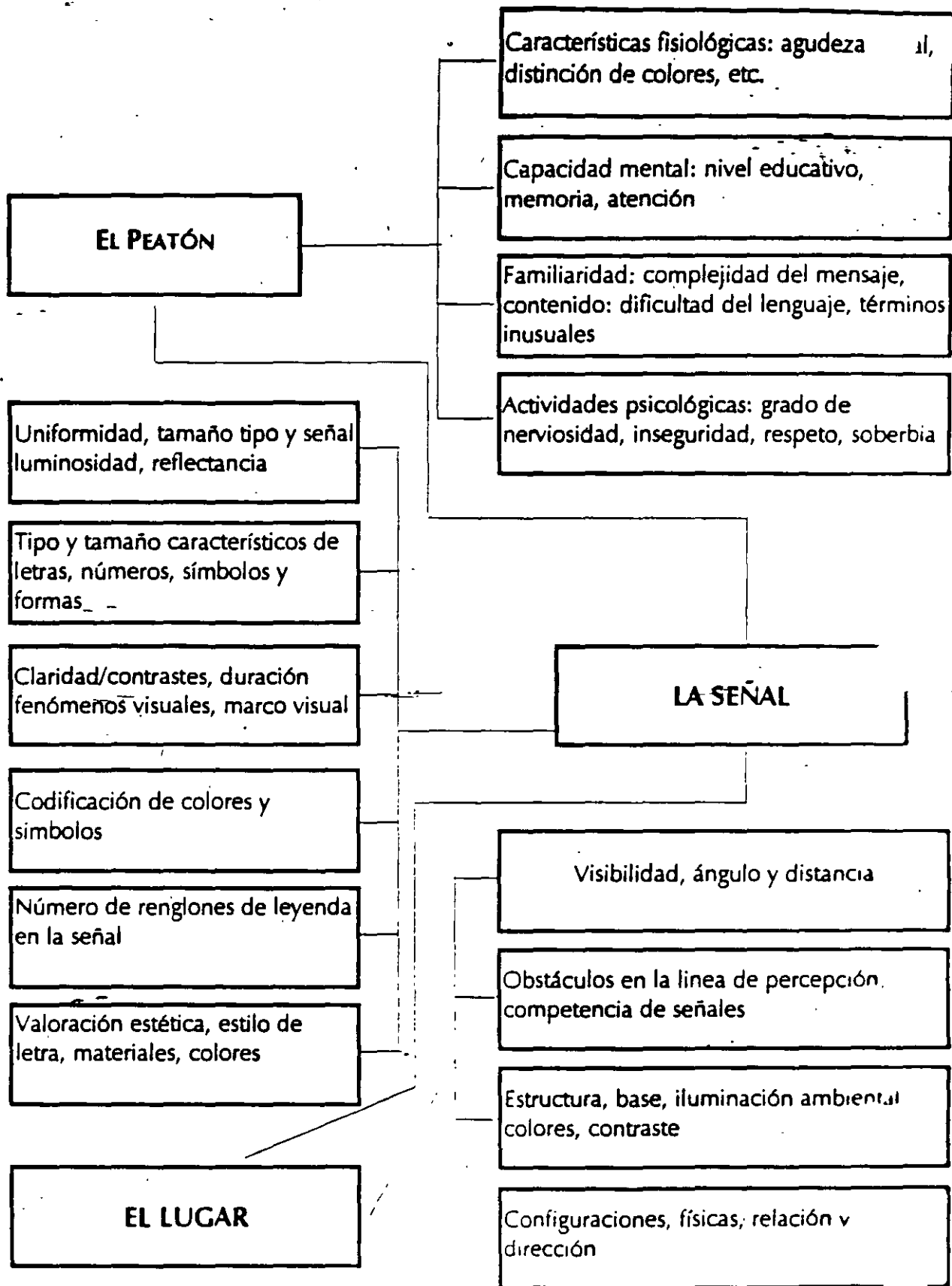
De estudios realizados se ha determinado que si se da el valor de 1 al riesgo de cruzar la calle en cualquier punto cuando se cruza sobre pasos de peatones marcados en el pavimento, el riesgo adquiere un valor de 0.5, y si el cruce se hace mediante protección de semáforos, la probabilidad de accidentes se reduce 0.2.

DEMORAS CRUCES PEATONALES

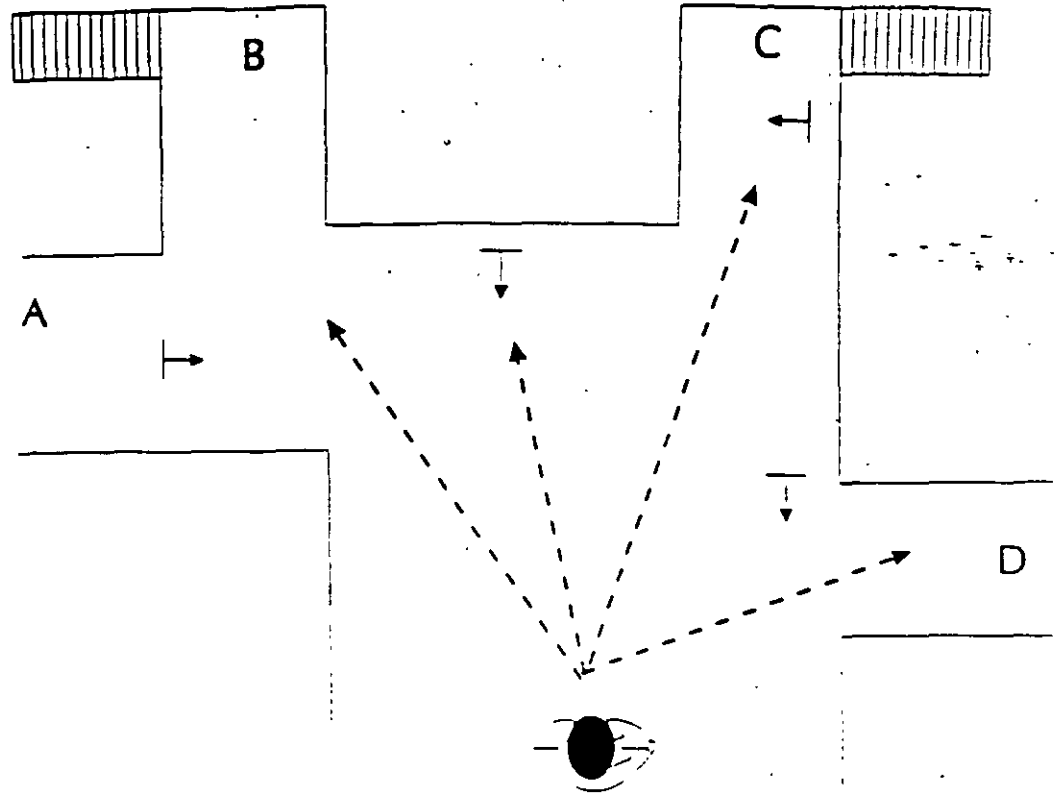
Cuando la cantidad de peatones que cruzan es importante, de 800 a 1000 peatones/hora, incluso los vehículos ahorran tiempo con la instalación de semáforos, pues el Profesor Smeed encontró que el cruce de cada 100 peatones por hora produce una pérdida promedio a cada vehículo de 9.5 segs.; otros datos al respecto presentados en el Congreso de Tokio, señalan que para 1600/hora, la interrupción del tránsito es de 7.5 min/hora, de 16 minutos para 2800 peatones y de 29 minutos para 3800 peatones/hora. Los peatones en general pierden tiempo cuando se instalan semáforos, pero ganan considerablemente en seguridad.

Con frecuencia, cuando surge alguna señal para el peatón, es por necesidad para la corriente vehicular, debemos hacer un esfuerzo por brindarle todas las indicaciones necesarias para su seguridad.

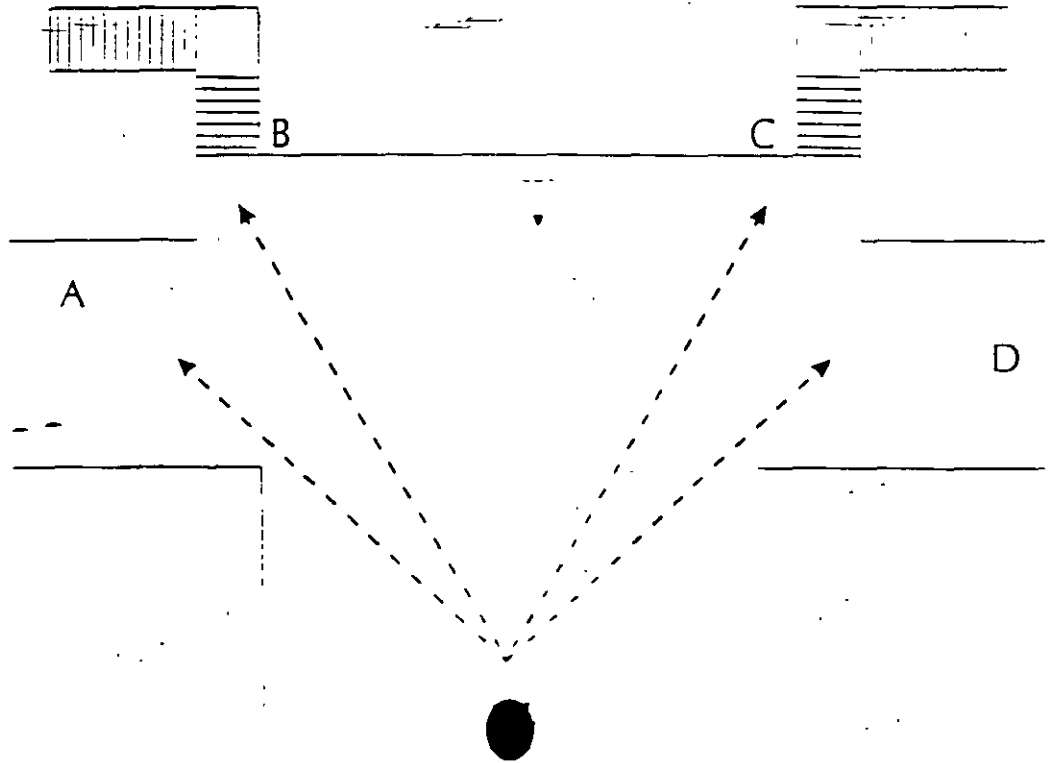
CONDICIONANTES DEL SEÑALAMIENTO DE PEATONES



Diseño Visual



Campo Visual Confuso



Campo Visual Simplificado

El señalamiento debe cumplir ciertas condicionantes relativas al peatón, al lugar y a la propia señal. Con relación al peatón se deben tomar en cuenta sus características fisiológicas, su capacidad mental, nivel educativo, evitar lenguaje inusual y su grado de respeto.

PASOS DE PEATONES Criterios holandeses

A. Zonas urbanas

volumen de peatones	volúmens máx. de vehics.		medidas necesarias
	un sólo sentido	dos sentidos	
menos de 100	menos de 100	menos de 200	ninguna
100		200 - 400	isleta o paso de peatones
100 - 400	400 - 800	400 - 600	paso de peatones
		600 - 1000	paso con isleta o semáforos
más de 400	más de 800	más de 100	semáforos

B. Zonas Urbanas

volúmenes máximos de vehics.	Medidas necesarias
Menos de 500	velocidad máxima 70 km/h y semáforos
500 - 100	velocidad máxima 50 km/h y semáforos
más de 1000	paso a desnivel

Criterios para la Señalización de Pasos de Peatones

	vehículos/hora		
peatones/hora	200	200 a 450	450
200	nada	nada	señales fijas o semáforos
200 a 800	nada	señales fijas o semáforos	semáforos
800	señales fijas	semáforos	semáforos o pasos a desnivel

Nota: Las cifras de intensidades se refieren a dos sentidos y son las medias de las 4 horas de mayor circulación.

Fuente: Direction des Routes et de la Circulation Routiere. Cycle d'études 1965 Sur la Voie urbaine, París.

Para efecto del cálculo del ciclo y fases de semáforos se estima que la velocidad de los peatones es de 1 a 1.5 m/seg., cuando el volumen peatonal es importante se agrega una fase en los semáforos toda roja para el cruce de peatones, pero generalmente por motivos de capacidad se hacen compatibles algunos movimientos, compartiendo los peatones sus pasos con movimientos secundarios de la corriente vehicular.

SEMÁFOROS ACCIONADOS POR PEATONES

Cuando el volumen peatonal es intenso, aun sin existir corriente vehicular que cruce con la principal, se instalan semáforos accionados por peatones mediante un botón, cuya opresión no significa que el semáforo se pone en verde para el peatón inmediatamente después de pulsarlo, sino que en el ciclo se incluye la fase correspondiente, que de no solicitarse mediante esta acción se incorpora a otros movimientos. Una aplicación importante de este tipo de dispositivos de control lo constituyen las zonas escolares.

AREAS PEATONALES

Las zonas reservadas para peatones en centros urbanos, solución clásica del urbanismo de todos los tiempos se vuelve a imponer en muchas ciudades, sin embargo debe quedar eliminada la ilusión de simplicidad, más que cerrar una calle, crear una calle peatonal no es un acto improvisado, no es un reclamo para impulsar el comercio, es un acto de urbanismo, cuyos objetivos pueden sintetizarse en dos:

1. Facilitar la circulación de peatones y su acceso a las instalaciones colindantes, brindando en su consecución seguridad.
2. Conseguir una mayor calidad humana en la zona, mejorando su estética y suprimiendo ruidos y humos.

BANQUETA

Por lo que se refiere a los elementos de la vialidad peatonal es conveniente asentar que las aceras requieren tener un ancho mínimo de 2.40 m. en áreas habitacionales y un mínimo de 4.0 m. en áreas de comercio y turísticas.

Las isletas, que sean porciones rescatadas de las áreas pavimentadas, ya sea pintada o con guarniciones y jardinadas, obviamente más seguras, sirven de refugio a los peatones y sus dimensiones mínimas recomendables son de 1.20 m de ancho y 3.0 m de largo. En los casos en que vayan a alojar áreas de ascenso y descenso de pasajeros su ancho mínimo será de 3.0 m.

Los pasos a desnivel resultan de gran ayuda para los peatones, debiendo evitarse las pendientes y los desniveles fuertes, los elevados presentan ventajas de seguridad, aseo y economía sobre los subterráneos, aunque estos últimos presentan menor desnivel al usuario.

Otras ayudas importantes resultan las barreras canalizadoras que impiden que los escolares crucen las calles frente a las puertas de escuelas siguiendo la línea de menor esfuerzo.

PLAN

Decíamos al iniciar el tema que, sobre el peatón mucho se ha dicho y nada se ha hecho, sugiero, si ustedes lo consideran apropiado, que revisemos el Plan de Protección al Peatón que hemos elaborado para la Zona Metropolitana y que sin lugar a dudas debiera aplicarse como un **Plan Nacional de Protección al Peatón**.

Su objetivo general es darle su lugar prioritario como módulo de tránsito y del diseño urbano, atendiendo sus necesidades de seguridad, confort, continuidad y capacidad.

Sus metas son abatir durante los próximos 6 años en un 15 % los accidentes de los peatones, canalizar una 10ª parte del presupuesto dedicado a obras viales y a la revisión y dotación de vialidad peatonal.

Consta de 5 Programas:

1. Detección de los sitios de mayor conflicto para los peatones.
2. Revisión y diseño de vías peatonales.
3. Diseño y colocación de dispositivos de control
4. Vigilancia preventiva intensiva en sitios de mayor conflicto.
5. Educación del peatón.

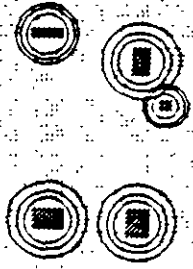


Comisión Metropolitana de Transporte y Vialidad

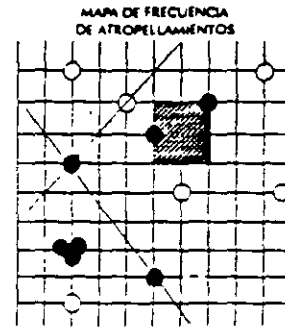
Plan Metropolitano de Protección al Peatón



1. PROGRAMA DE DETECCIÓN DE LOS SITIOS DE MAYOR CONFLICTO PARA PEATONES



- A) Localizar en cada población las instalaciones o predios, cuyo uso del suelo genere fuerte movimiento peatonal como:
- a) Escuelas e instituciones de educación.
 - b) Mercados y almacenes.
 - c) Terminales y áreas de transbordo
 - d) Cines y salas de espectáculos.
 - e) Edificios institucionales, oficinas públicas.
 - f) Centros cívicos y de culto.

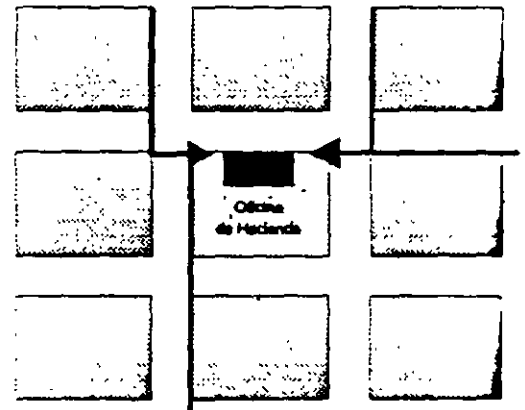


B) Elaboración anual del mapa de frecuencia de atropellamiento como herramienta indispensable de jerarquización para optimizar recursos, partiendo desde luego del mapa de frecuencia de accidentes.



C) Realización de encuestas para que el peatón colabore y se sienta parte del esfuerzo, consultarlo para que con su opinión ayude a detectar y complementar los sitios del Area Metropolitana con mayor peligro para el

D) Determinar sus áreas de influencia y determinar las rutas principales de aproximación a las citadas instalaciones generadoras de peatones y sitios peligrosos y revisar sus condiciones de seguridad como son aceras, señales y semáforos





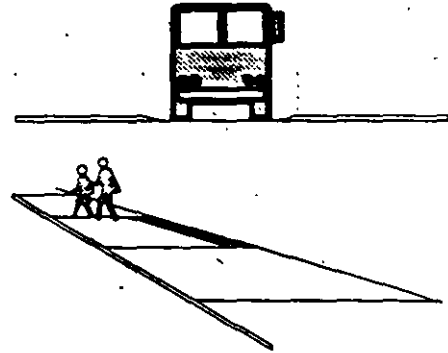
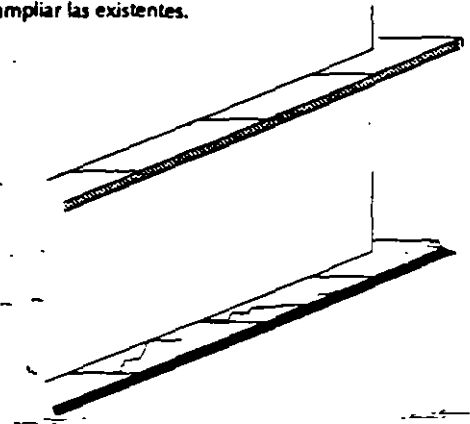
Comisión Metropolitana de Transporte y Vialidad

Plan Metropolitano de Protección al Peatón



2. PROGRAMA DE REVISIÓN ; DISEÑO Y AMPLIACIÓN DE LAS VÍAS PEATONALES

A) Revisión y adecuación de las superficies de banquetas, andadores, cruces a nivel y otros elementos peatonales, eliminando bordos, salientes, hoyos y otros obstáculos, y estableciendo dónde pueden construirse nuevos o ampliar las existentes.



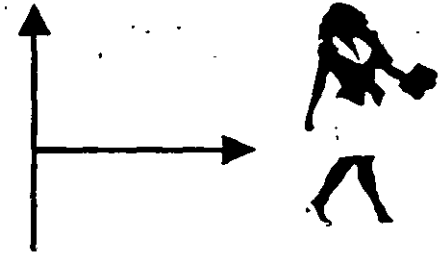
B) Ampliar con la especificación establecida a principio de la década de los 70 que estipula que la rampa en las banquetas, para el acceso de vehículos a las propiedades colindantes o a las instalaciones, como estacionamientos, gasolineras etc., sólo debe ocupar un tercio del ancho de la base dejando las otras dos terceras partes a nivel para el caminar confortable y seguro de los peatones.



C) Evitar mediante el uso de barreras canalizadoras frente a las puertas de escuelas, mercados, terminales etc., que los peatones invadan la vía pública frente a las puertas.



D) Análisis de capacidad y líneas de deseo como base para establecer y ampliar banquetas, pasajes, espacios abiertos y otras vías peatonales.





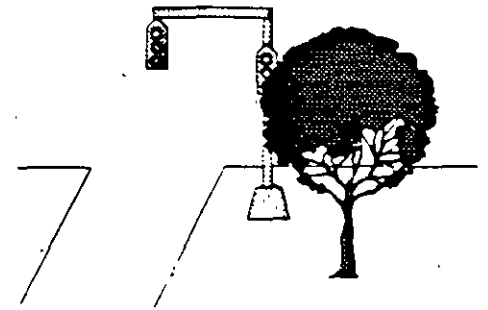
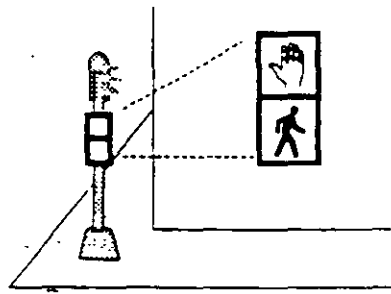
Comisión Metropolitana de Transporte y Vialidad

Plan Metropolitano de Protección al Peatón

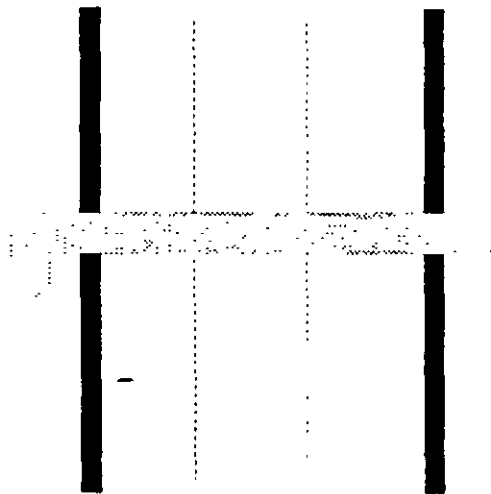


3. PROGRAMAS DE DISEÑO Y COLOCACIÓN DE DISPOSITIVOS DE CONTROL DE TRÁNSITO

A) En intersecciones de mayor cruce de peatones, agregar a los semáforos para vehículos, las caras necesarias de semáforos para peatones, mejorando el diseño del peatón caminando y detenido, ya que a distancia, para gente de edad puede presentarse confusión visual y de color, sobre todo en ejes viales y avenidas anchas.



B) Colocar semáforos donde se justifique y revisar en los que existan, sus condiciones de visibilidad, reparto de ciclo, y sobre todo la duración de la luz ámbar, que nunca debe ser menor a los tres segundos; su menor duración actualmente es causa de muchos accidentes vehiculares y atropellamientos.



E) Detección de los sitios donde se justifican pasos a distinto nivel, puentes o túneles. Desde luego cabe señalar que el paso elevado es el más adecuado, siempre y cuando se coloquen mallas metálicas que impidan el cruce directo de los peatones

F) Establecimiento de los parámetros mínimos de confort, iluminación y protección contra las inclemencias del tiempo, en las vialidades peatonales





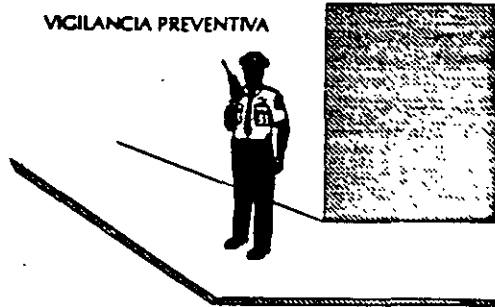
Comisión Metropolitana de Transporte y Vialidad

Plan Metropolitano de Protección al Peatón



4. PROGRAMA DE VIGILANCIA PREVENTIVA INTENSA EN SITIOS DE MAYOR CONFLICTO.

VIGILANCIA PREVENTIVA



A) En los sitios conflictivos y de mayor afluencia, establecer una acción intensiva de vigilancia preventiva. La presencia de policías en lugares de alto riesgo, evita actos inseguros y violaciones al reglamento que puede traducirse en accidentes

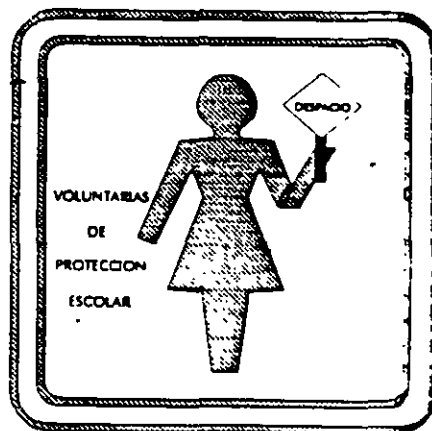
B) Colocar en estas labores al personal de mayor capacidad y experiencia donde sea posible; utilizar personal femenino.

EDUCACION VIAL



POLICIAS CON MEJORES ANTECEDENTES Y MAYOR ESCOLARIDAD

ASIGNARLES COMPENSACION O SOBRESUELDO



Reforzar a las madres de Familia en su actividad como promotoras voluntarias de protección escolar que se inició en la década de los 70 y que tanto beneficio ha aportado.



Comisión Metropolitana de Transporte y Vialidad

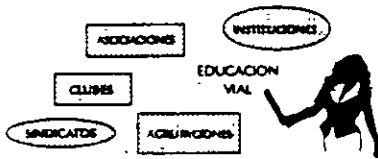
Plan Metropolitano de Protección al Peatón



5. PROGRAMA DE EDUCACIÓN VIAL DEL PEATÓN

A) Acciones permanentes y no campañas efímeras.

ACCIONES PERMANENTES



B) Utilizar todos los medios de difusión, manejando además los aspectos generales, estadísticas y casos.



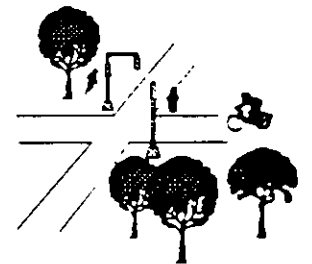
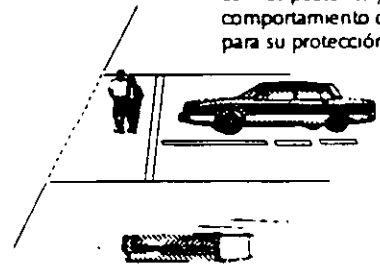
EDUCACION VIAL



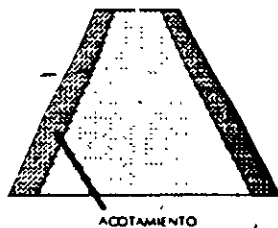
C) Por medio de agrupaciones profesionales, clubes de servicio y demás fuerzas vivas, coadyuvar con autoridades delegacionales, municipales y escolares a la difusión de normas de circulación y seguridad.

D) Divulgar entre la población los aspectos del Reglamento de Tránsito, en especial las normas que deben observar los conductores en relación con los peatones y el comportamiento de estos para su protección.

E) Intensificar la participación de los padres de familia en acciones, como el voluntariado de protección escolar y la detección de la ruta más segura a la escuela para inculcarla a sus hijos.

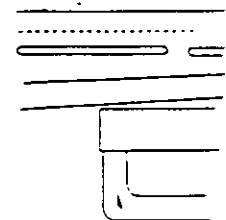


F) Promover la construcción de parques de convivencia infantil, donde se enseñe al niño a actuar con seguridad e incluir en ellos los cruces de peatones, para que cumplan su cometido.

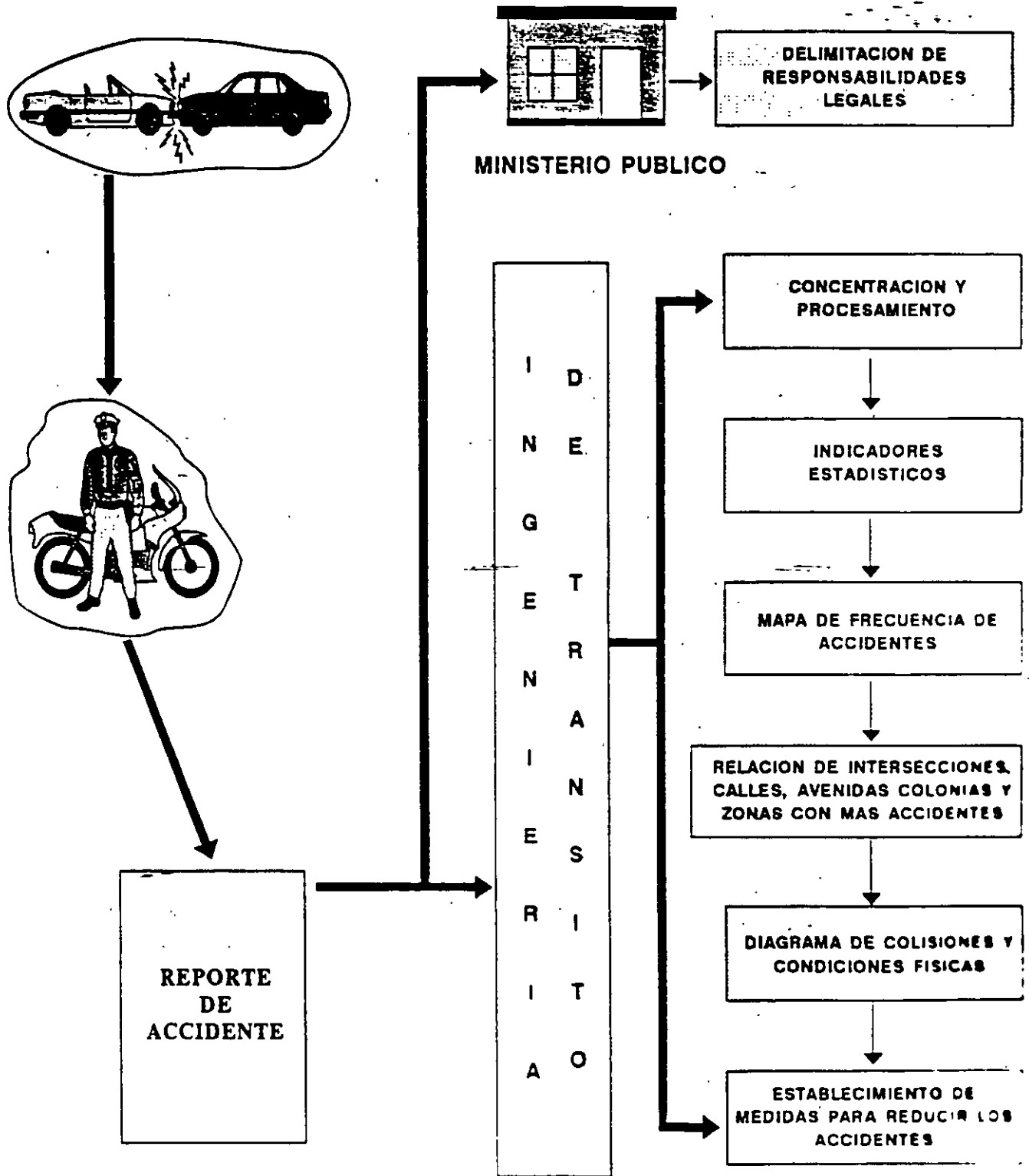


G) Condiciones de continuidad o interacción de los elementos de la vialidad peatonal, incluyendo acotamientos en vías rurales.

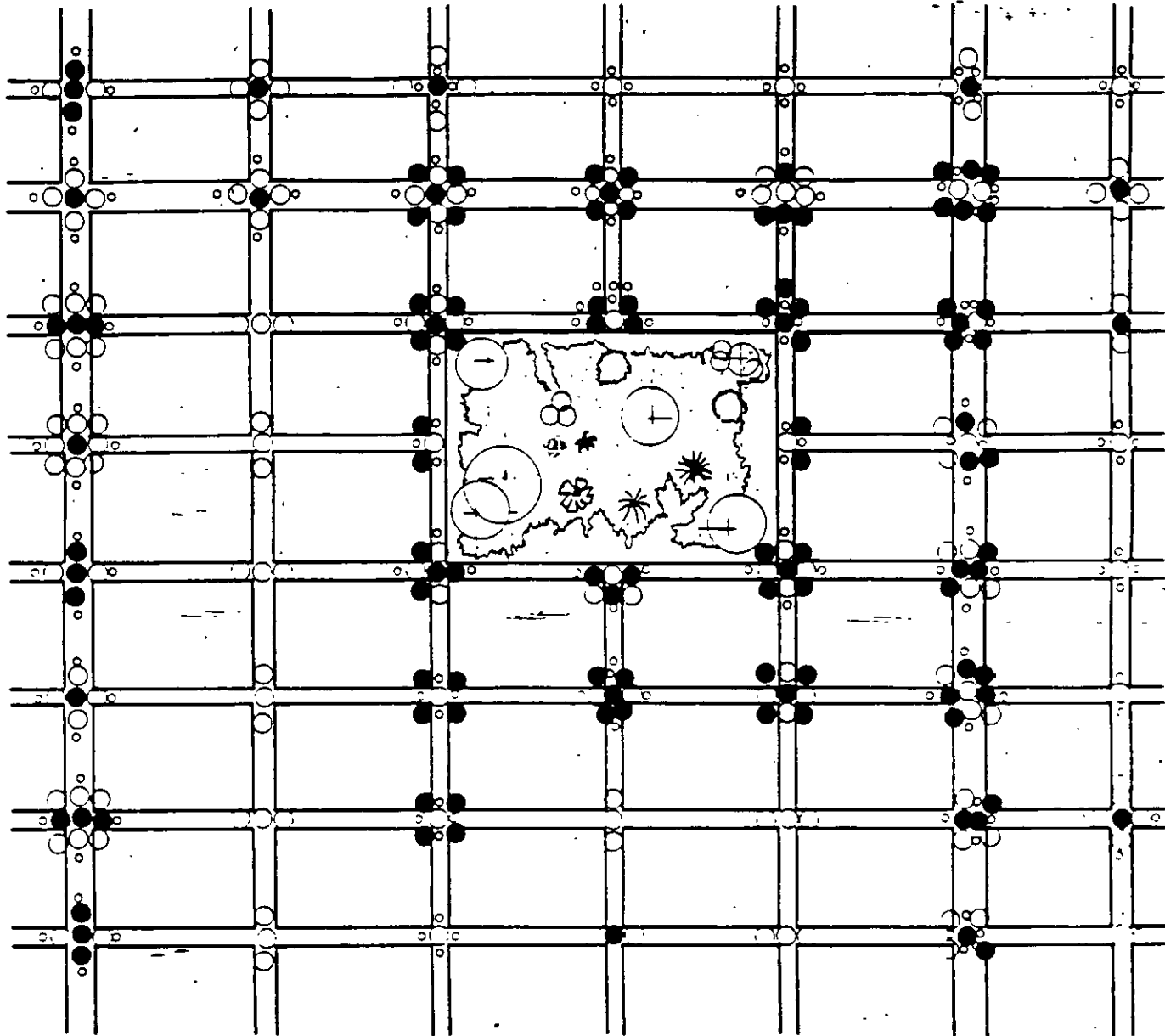
H) En todos aquellos lugares detectados como de alto riesgo por el uso de la superficie de pavimento, establecer isletas de refugio para los peatones.



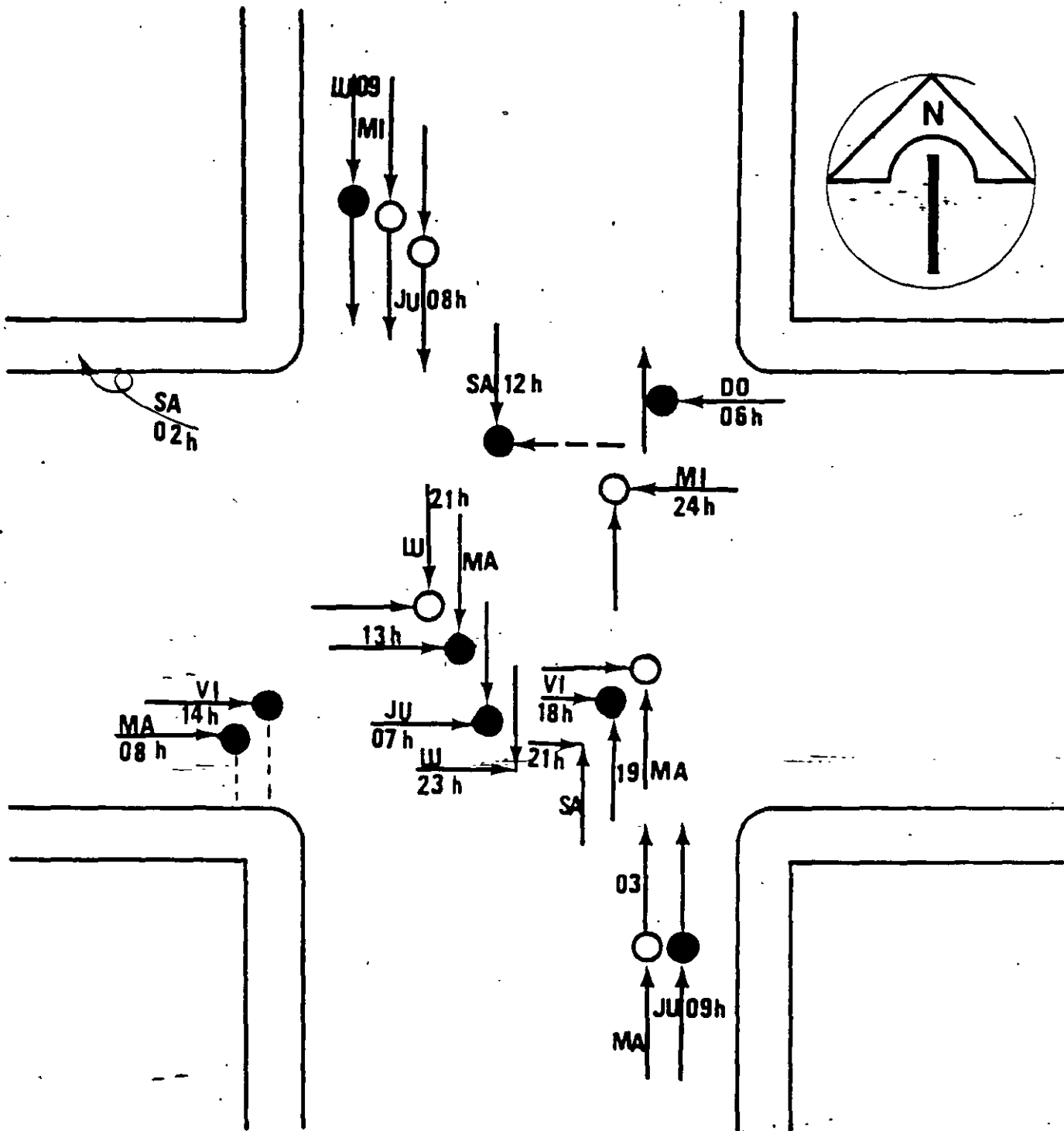
FLUJOGRAMA DE LA INFORMACION SOBRE ACCIDENTES DE TRANSITO



MAPA DE FRECUENCIA DE ACCIDENTES

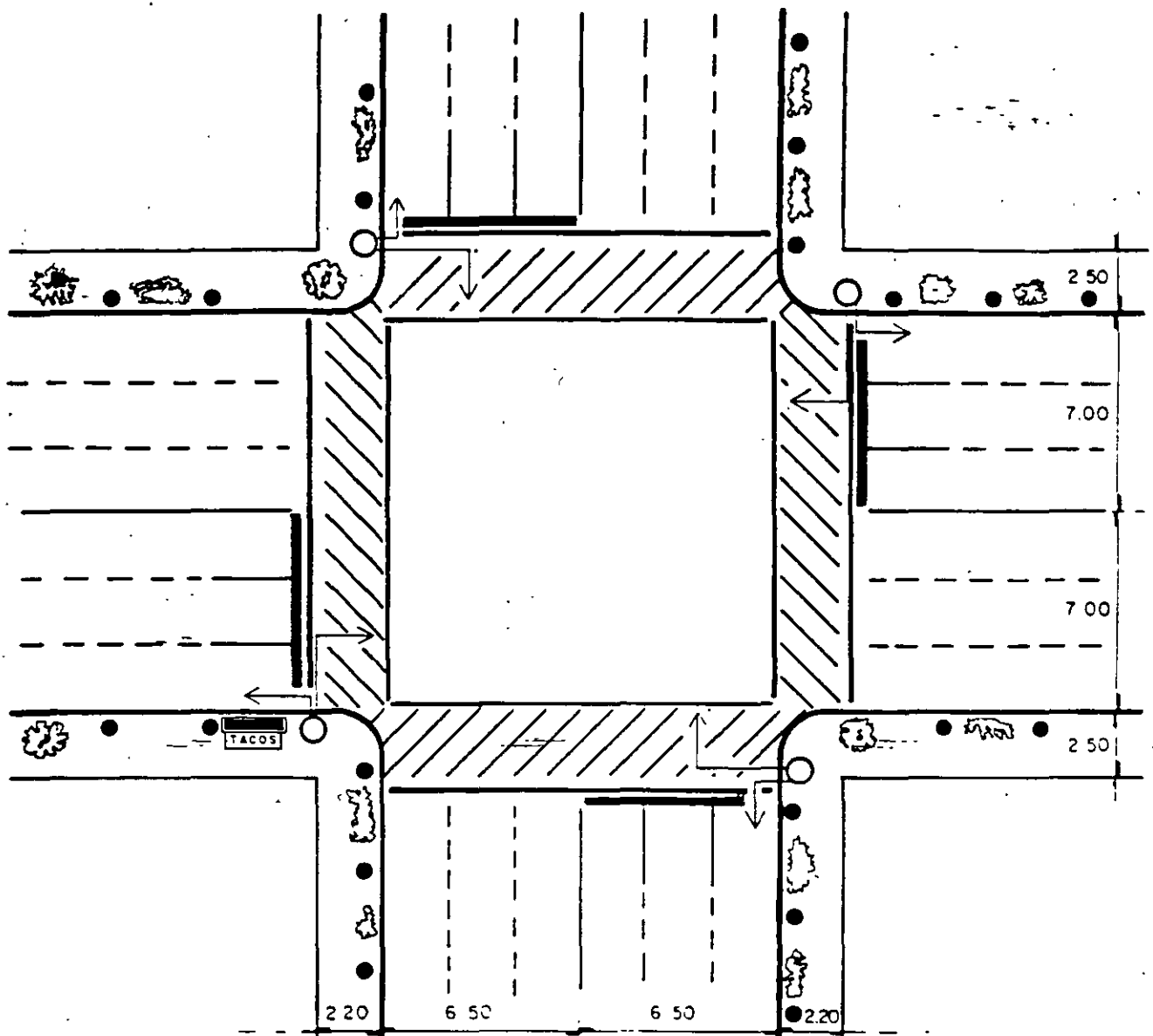


SIMBOLOGIA		
●	ACCIDENTE MORTAL	VALOR: 10 PUNTOS
○	ACCIDENTE CON LESIONADOS	VALOR: 5 PUNTOS
○	ACCIDENTE SOLO CON DAÑOS MATERIALES	VALOR: 3 PUNTOS



S I M B O L O G I A			
	VEHICULO EN MOVIMIENTO		BICICLETA EN MOVIMIENTO
	PEATON CAMINANDO		COLISION TIPO ALCANCE
	ACCIDENTE MORTAL		COLISION EN ANGULO RECTO
	ACCIDENTE CON LESIONADOS		COLISION LATERAL
	ACCIDENTES CON DAÑOS MATERIALES		COLISION DE FRENTE
			PERDIDA DE CONTROL
			CAIDA DE PASAJEROS

DIAGRAMA DE CONDICIONES FISICAS



RELACION: ACCIDENTES - CONDICIONES FISICAS

COLISIONES EN ANGULO RECTO:

- TIEMPO DE LUZ AMBAR
- VISIBILIDAD DE SEMAFOROS

ATROPELLAMIENTOS:

- PUESTOS Y OBSTACULOS EN BANQUETA

PUNTOS DE CONFLICTO EN UNA INTERSECCION
DE DOBLE SENTIDO

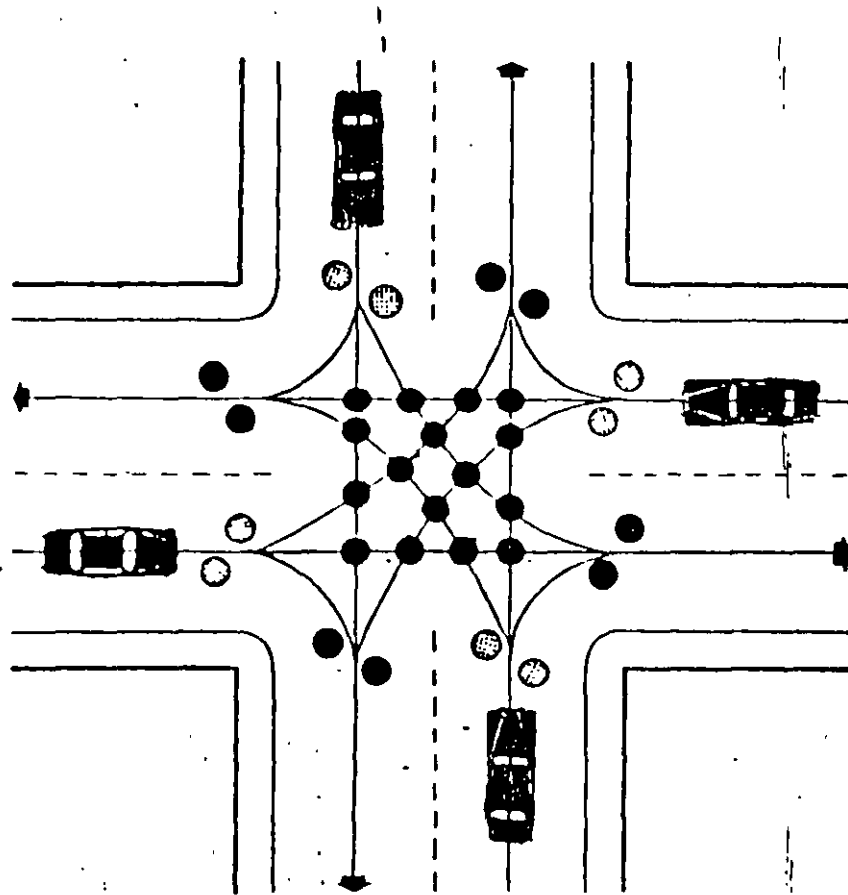


fig.4 ● 16 P.C. POR CRUCE
 ○ 8 P.C. POR DIVERGENCIA
 ● 8 P.C. POR CONVERGENCIA
 32 TOTAL

PUNTOS DE CONFLICTO EN UNA INTERSECCION
DE UN SOLO SENTIDO

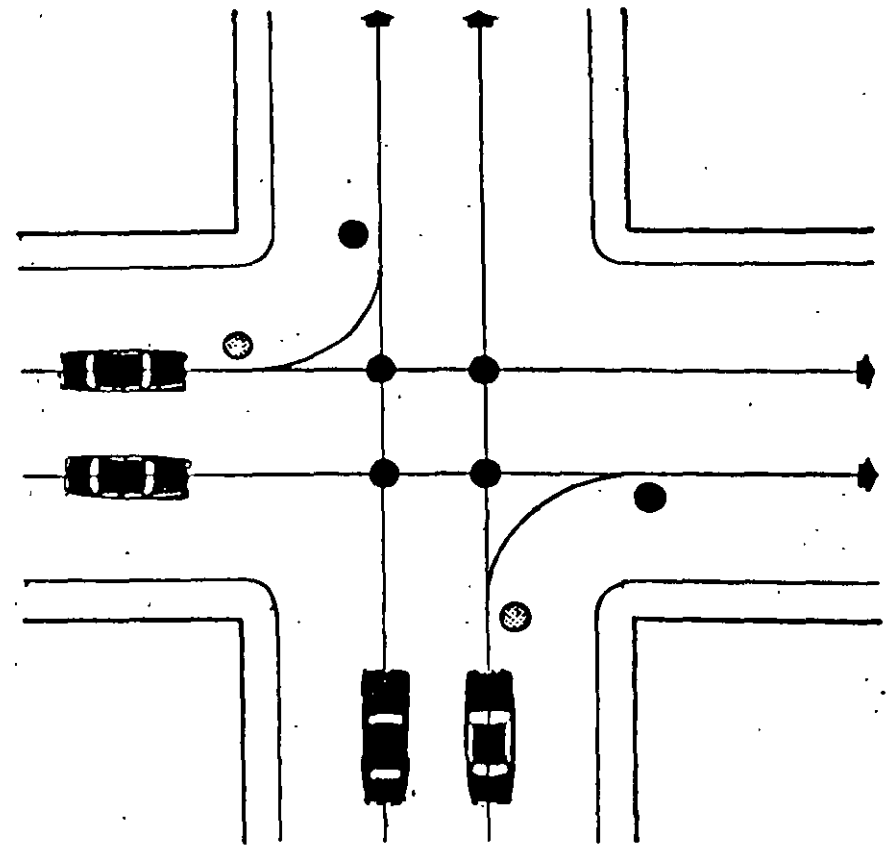
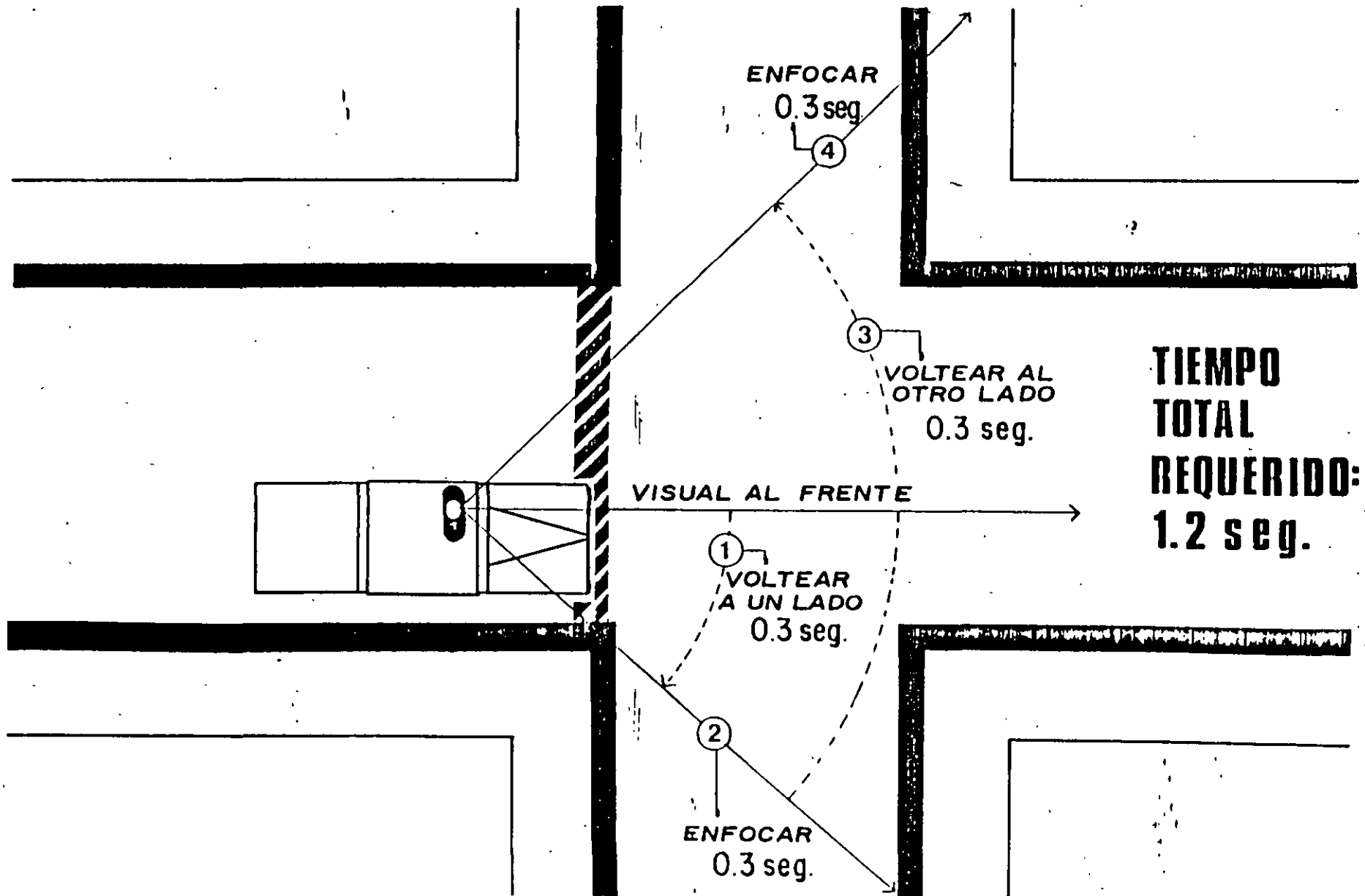


fig 6 ● 4 P.C. POR CRUCE
 ○ 2 P.C. POR DIVERGENCIA
 ● 2 P.C. POR CONVERGENCIA
 8 TOTAL

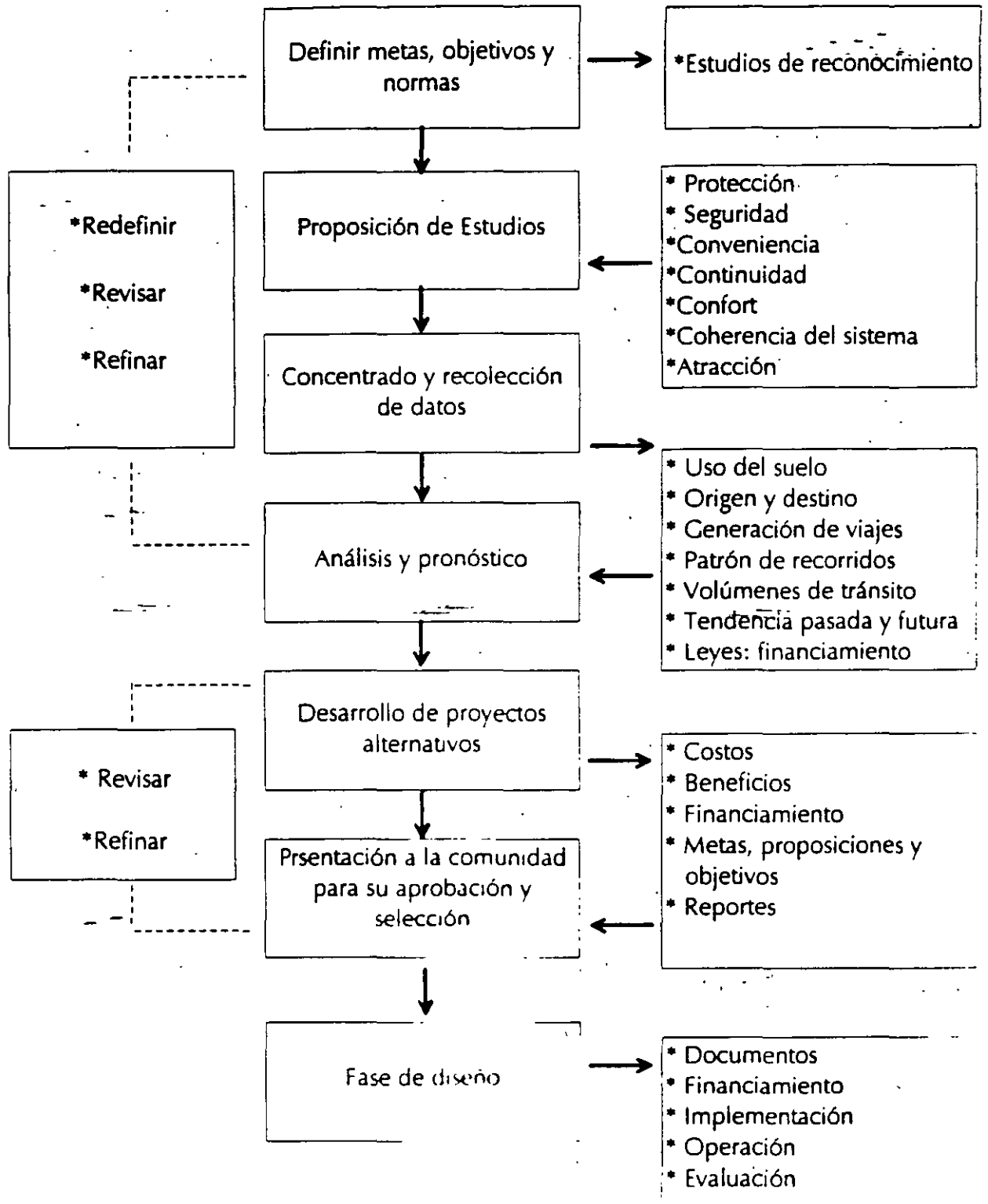
PERCEPCION DE PELIGRO EN UNA INTERSECCION

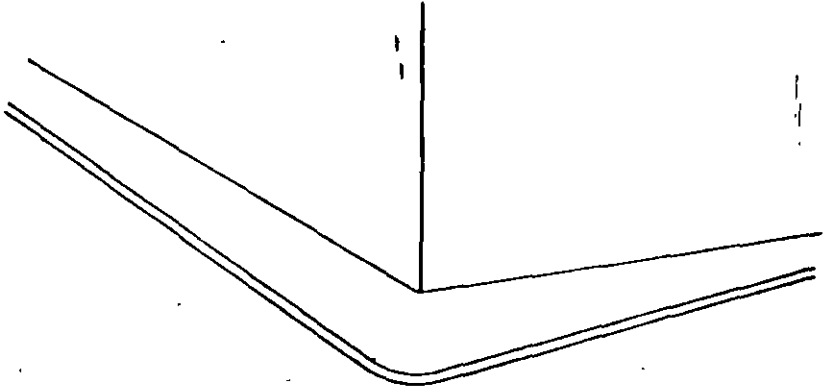
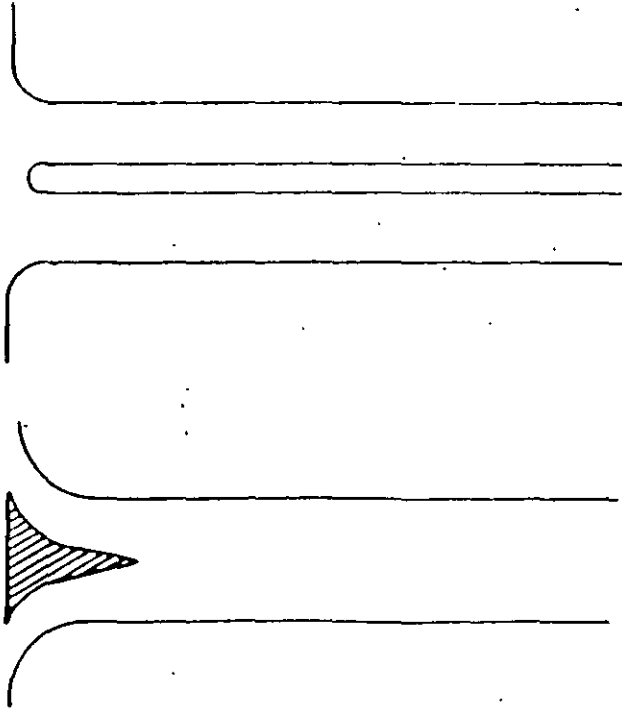


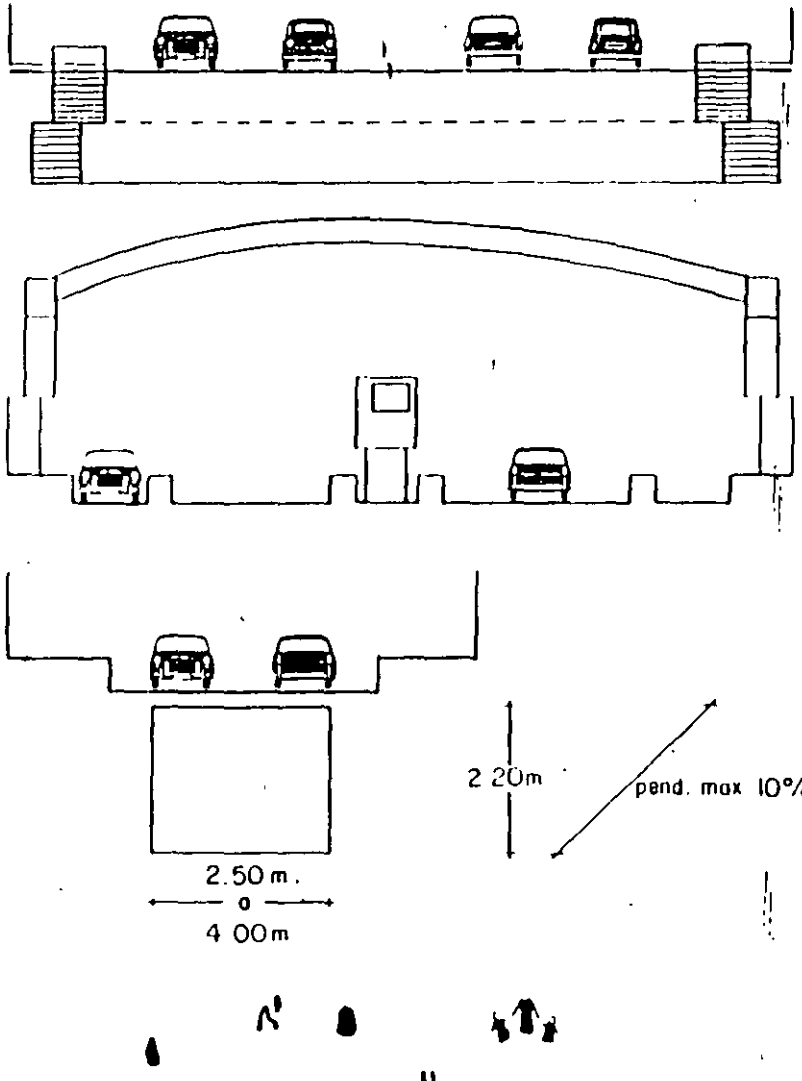
VIALIDAD PEATONAL

- 1.- BANQUETAS O ACERAS.
- 2.- MARCAS EN EL PAVIMENTO PARA CRUCE DE PEATONES.
- 3.- PASOS A DISTINTO NIVEL.
- 4.- CALLES PEATONALES.
- 5.- PLAZAS Y ESPACIOS ABIERTOS.
- 6.- ANDADORES.
- 7.- PASAJES A NIVEL SUBTERRANEOS O ELEVADOS.
- 8.- ANDENES Y PASILLOS EN TERMINALES.
- 9.- RECIBIDORES Y PASILLOS EN EDIFICIOS.
- 10.- ESCALERAS MECANICAS Y ELEVADORES.

PROCESO DE PLANEACIÓN DE INSTALACIONES PEATONES



OBRA	CARÁCTERÍSTICAS	CASOS EN QUE SE RECOMIENDA
<p data-bbox="247 342 373 375">ACERAS</p> 	<p data-bbox="1121 337 1644 565">SU ANCHO VARIA DEPENDIENDO DEL USO DEL SUELO A OÙ SIRVE. EL MÍNIMO ACEPTABLE PARA CIRCULACION DE PEATONES ES DE 2.40 m. EN ZONAS RESIDENCIALES, SE RECOMIENDA UN MÍNIMO DE 3.50 m.</p> <p data-bbox="1121 581 1625 678">LAS PENDIENTES TRANSVERSALES DEBEN ESTAR ENTRE 1% Y 3%.</p>	<p data-bbox="1665 402 2074 581">EN TODOS LOS CASOS DEBEN CONSTRUIRSE EN AMBAS ORILLAS DE LAS VIAS URBANAS.</p>
<p data-bbox="247 797 373 829">ISLEIAS</p> 	<p data-bbox="1121 878 1625 1068">SON ZONAS RESCATADAS DEL AREA PAVIMENTADA PARA EL USO EXCLUSIVO DE PEATONES, MEDIANTE PARCAS EN EL PAVIMENTO O CONSTRUCCION DE GUARDACIONES.</p> <p data-bbox="1121 1073 1625 1166">NO CONVIENTE QUE SU ANCHO SEA MENOR DE 1.20 NI SU LARGO MENOR DE 3.00 m.</p> <p data-bbox="1121 1187 1644 1349">SI VAN A ALOJAR EL ASCENSO Y DESCENSO DE AUTOBUSES SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 3.00 m Y EN ESTE CASO DOTARLOS DE MARQUESINAS.</p>	<p data-bbox="1665 878 2085 1089">EN CALZADAS E INTERSECCIONES ANCHAS PARA SERVIR DE REFUGIO A LOS PEATONES QUE HAN DE CRUZAR.</p> <p data-bbox="1665 1105 2074 1295">TAMBIEN PARA ALOJAR PARADAS DE TRANVIAS O DE CARRILES CENTRALES DE AUTOBUSES.</p>

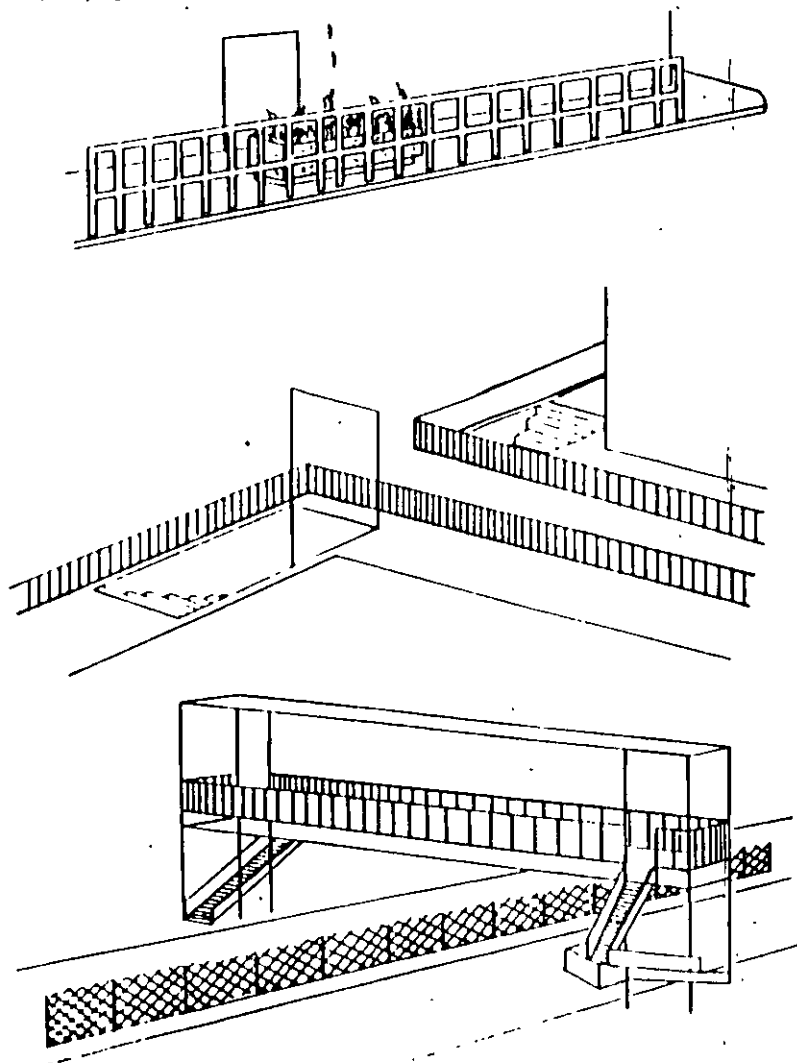
OBRA	CARACTERISTICAS	CASOS EN QUE SE RECOMIENDA
<p data-bbox="247 337 541 370">PASOS A DESNIVEL</p>  <p data-bbox="394 1242 583 1323">2.50 m. 4.00 m</p> <p data-bbox="714 1079 1060 1185">2.20 m pend. max 10%</p>	<p data-bbox="1102 349 1627 511">ES LA SOLUCION IDEAL A LOS CONFLICTOS PEATON-VEHICULO Y PUEDEN SER ELEVADOS O SUBTERRANEOS. LA VENTAJA DE LOS ELEVADOS SON:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="1102 527 1627 617">a) NO INTERFIEREN CON LOS SERVICIOS PUBLICOS SUBTERRANEOS. <li data-bbox="1102 641 1627 763">b) PARA LOS PEATONES EN GENERAL SON MAS AGRADABLES DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTETICO Y MAS LIMPIOS. <li data-bbox="1102 787 1627 844">c) RESULTAN EN TODOS LOS CASOS MAS SEGUROS. <li data-bbox="1102 868 1627 990">d) EN GENERAL SON MAS ECONOMICOS PUDIENDO LLEGAR LOS COSTOS A ESTAR EN RELACION 1 A 5. <p data-bbox="1102 1015 1627 1071">LAS VENTAJAS DE LOS SUBTERRANEOS SON:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="1102 1096 1627 1218">a) MENOR DESNIVEL A SALVAR POR EL PEATON (3 a 3.50 m. FRENTE A 5.5.50 m. DE LOS ELEVADOS) <li data-bbox="1102 1242 1627 1331">b) MENORES INCONVENIENTES ESTETICOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA CALLE. <li data-bbox="1102 1364 1627 1429">c) PROTEGEN MAS DE LAS INCONVENIENCIAS DEL TIEMPO. <p data-bbox="1102 1445 1627 1599">LA MAXIMA CAPACIDAD ADMISIBLE EN AMBOS CASOS ES DE 1 PERSONA POR m². O SEA 1 PERSONA POR METRO Y m. DE ANCHO. NO SUELEN PASAR DE</p>	<p data-bbox="1648 332 2068 527">CUANDO LAS CORRIENTES PEATONALES SON MUY ELEVADAS Y NO CONVIENE TARDAR EL CRUCE DE VEHICULOS Y PEATONES CON SEMAFORO.</p> <p data-bbox="1648 714 2016 755">ZONAS PERIFERICAS.</p> <p data-bbox="1648 1071 1995 1112">ZONAS CENTRALES.</p>

OBRA

CARACTERÍSTICAS

CASOS EN QUE SE RECOMIENDA

OTRAS FACILIDADES PARA PEATONES
BARRERAS CANALIZADORAS



TIENEN COMO CARACTERÍSTICA FUNDAMENTAL LA DE SERVIR - DE OBSTACULO PARA IMPEDIR - TRAYECTORIAS DE PEATONES - QUE RESULTAN CONFLICTIVAS - E INSEGURAS.

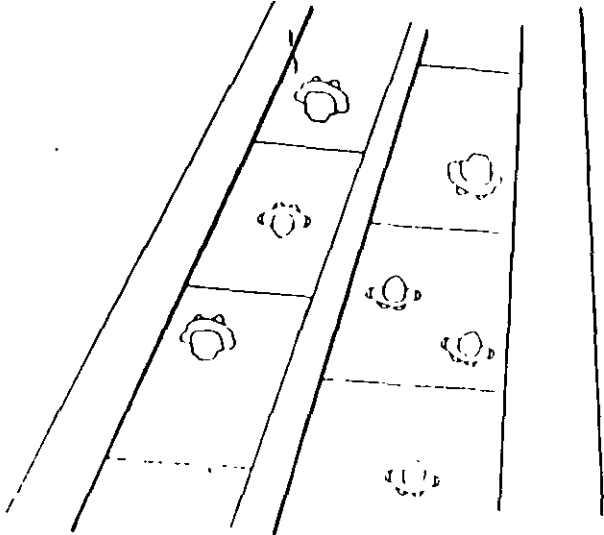
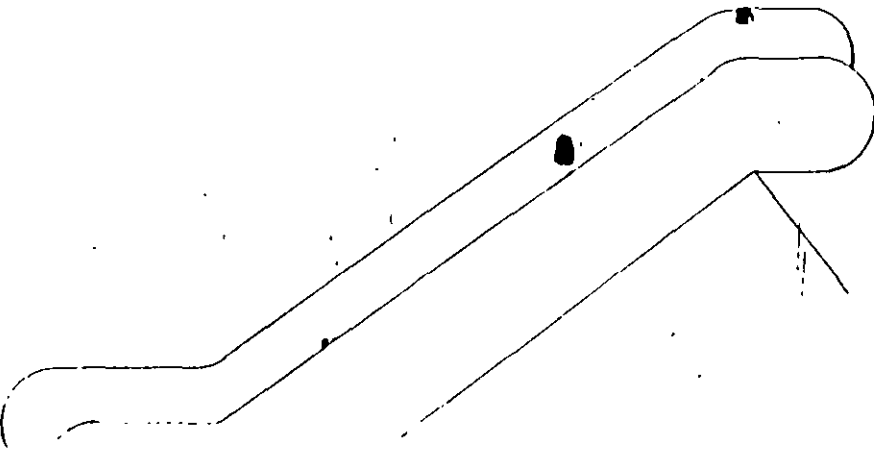
SU ANCHO NO DEBE REBASAR - 1/4 DEL ANCHO TOTAL DE LA - ACERA Y PREFERIBLEMENTE DE - BE CONTENER JARDINAMIENTOS

SU MATERIAL Y ACABADO DEBE SER ACORDI CON LA ARQUITECTURA DE LA ZONA Y NO RESULTAR ANTISEPTICO.

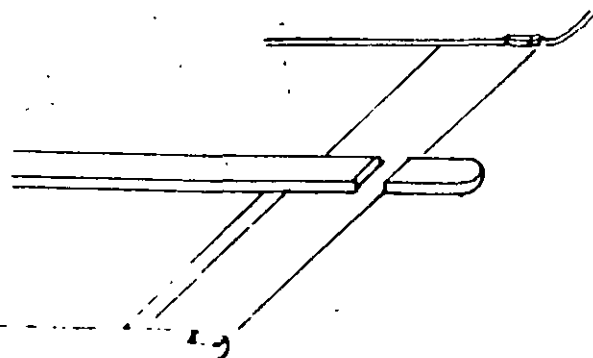
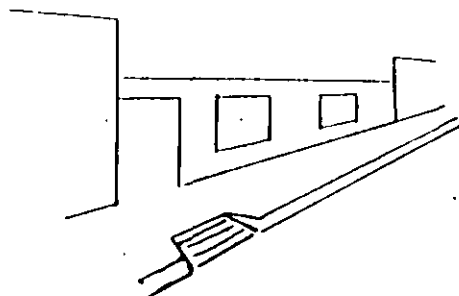
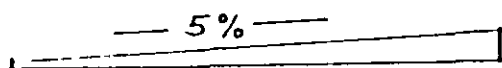
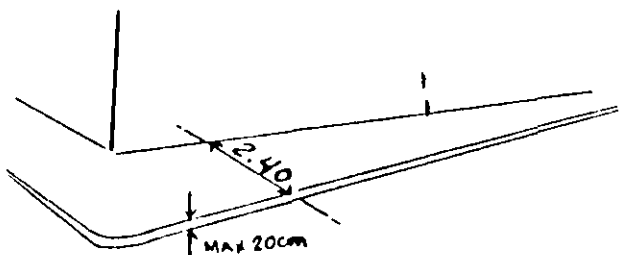
FRONTE A LAS PUERTAS DE ESCUELAS PARA QUE - LOS ESCOLARES INVADAN LA CALLE.

EN LAS INMEDIACIONES DE PASOS A DESNIVEL - PARA PEATONES YA SEA ELEVADOS O SUBTERRANEOS.

CUANDO SE TRATA DE PASOS EN CALZADAS CON CAMELLON CENTRAL, ES DE RECOMENDARSE COLOCAR SOBRE ESTE LA BARRERA - QUE PUEDE CONSISTIR EN ESTE CASO EN UNA SIMPLE ALAMBRADA DE 2.00 m. DE ALTURA.

OBRA	CARACTERISTICAS	CASOS EN QUE SE RECOMIENDA
<p data-bbox="254 345 678 378">BANDAS TRANSPORTADORAS</p> 	<p data-bbox="1115 362 1633 808">SU ANCHO ES VARIABLE Y LAS VELOCIDADES QUE ALCANZAN VAN DE LOS 4 Km/H A UN MAXIMO DE 12 Km/H. CUANDO LAS VELOCIDADES PASAN DE LOS 6Km/H. SE COLOCA UNA BANDA DE TRANSICION A MENOR VELOCIDAD Y EN SU CASO DOS PARA LA COMODIDAD Y LA SEGURIDAD DE LOS PEATONES NO SE VEA DISMINUIDA. ESTE TIPO DE AYUDAS MECANICAS ACEPTAN PENDIENTES HASTA DE 15.</p>	<p data-bbox="1661 370 2081 751">EN AFROPUERTOS, ESTACIONES DE METRO, TERMINALES Y EN UN FUTURO EN AREAS CENTRALES DE LA CIUDAD CON EXTENSIONES MAYORES, SOBRE CALLES SUSTRADAS AL USO DE VEHICULOS Y DESTINADAS A LOS PEATONES O EN PASAJES PEATONALES SUBTERRANEO O ELEVADOS.</p>
<p data-bbox="247 963 600 995">ESCALERAS MECANICAS</p> 	<p data-bbox="1108 1125 1633 1425">CONSTITUYO EL PRIMER TIPO DE AYUDA MECANICA Y HA RESULTADO DE GRAN UTILIDAD, ENCONTRANDOSE SU USO ACTUALMENTE MUY DIFUNDIDO. PUEDEN INSTALARSE CON PENDIENTES HASTA DE 30 O 35 Y SUS VELOCIDADES NORMALES SON DE 2 A 2.5 Km/H.</p>	<p data-bbox="1654 1133 2074 1295">EN ESTACIONES DEL METRO, ALMACENES COMERCIALES DE VARIOS PISOS, PARA ACCESOS A PASOS A DIFERENTE NIVEL.</p>

FACILIDADES PARA EL PEATON INVALIDO O CON IMPEDIMENTOS FISICOS



BANQUETAS. -

- ANCHO MINIMO DE 2.40 m. PARA PERMITIR QUE SE ALOJEN UN PEATON Y UNA PERSONA EN SILLA DE RUEDAS EN SENTIDO CONTRARIO
- PENDIENTE MAXIMA 5% PARA FACILITAR EL USO DE MULETAS Y SILLAS DE RUEDA
- LA SUPERFICIE DE LA BANQUETA NO DEBE CONTENER CAMBIOS DE NIVEL, NI SER RESBALOSA
- DEBERA EVITARSE UNA ALTURA MAYOR DE 20 cm. ENTRE GUARNICION Y LA SUP. DE LA CALLE, ASI COMO BORDOS Y SUP. CORTANTES.

RAMPAS. -

- LAS RAMPAS DE ACCESO DE VEHICULOS A PROPIEDADES COLINDANTES SOLO DEBERAN OCUPAR UN TERCIO DEL ANCHO TOTAL A FIN DE NO INTERRUMPIR LA SUPERFICIE PLANA DE CIRCULACION DE PEATONES Y PERSONAS IMPEDIDAS.

CRUCES A NIVEL EN CAMELLONES. -

PARA FACILITAR EL CRUCE DE AVENIDAS CON CAMELLON PARA LOS ANCIANOS Y PERSONAS EN SILLAS DE RUEDAS, DEBERA DEJARSE UN PASO AL NIVEL DE LA CALLE COMO FACILIDAD.

PARA CIEGOS. -

- EN LA PROXIMIDAD DE LAS ESQUINAS CON TRANSITO FRECUENTE DE CIEGOS, EL CAMBIO DE RUGOSIDAD DE LA BANQUETA LES SIRVE DE SEÑAL TACTIL QUE LE PREVIENE DEL CRUCE.

TEMPLO
DE LA
SEGURIDAD

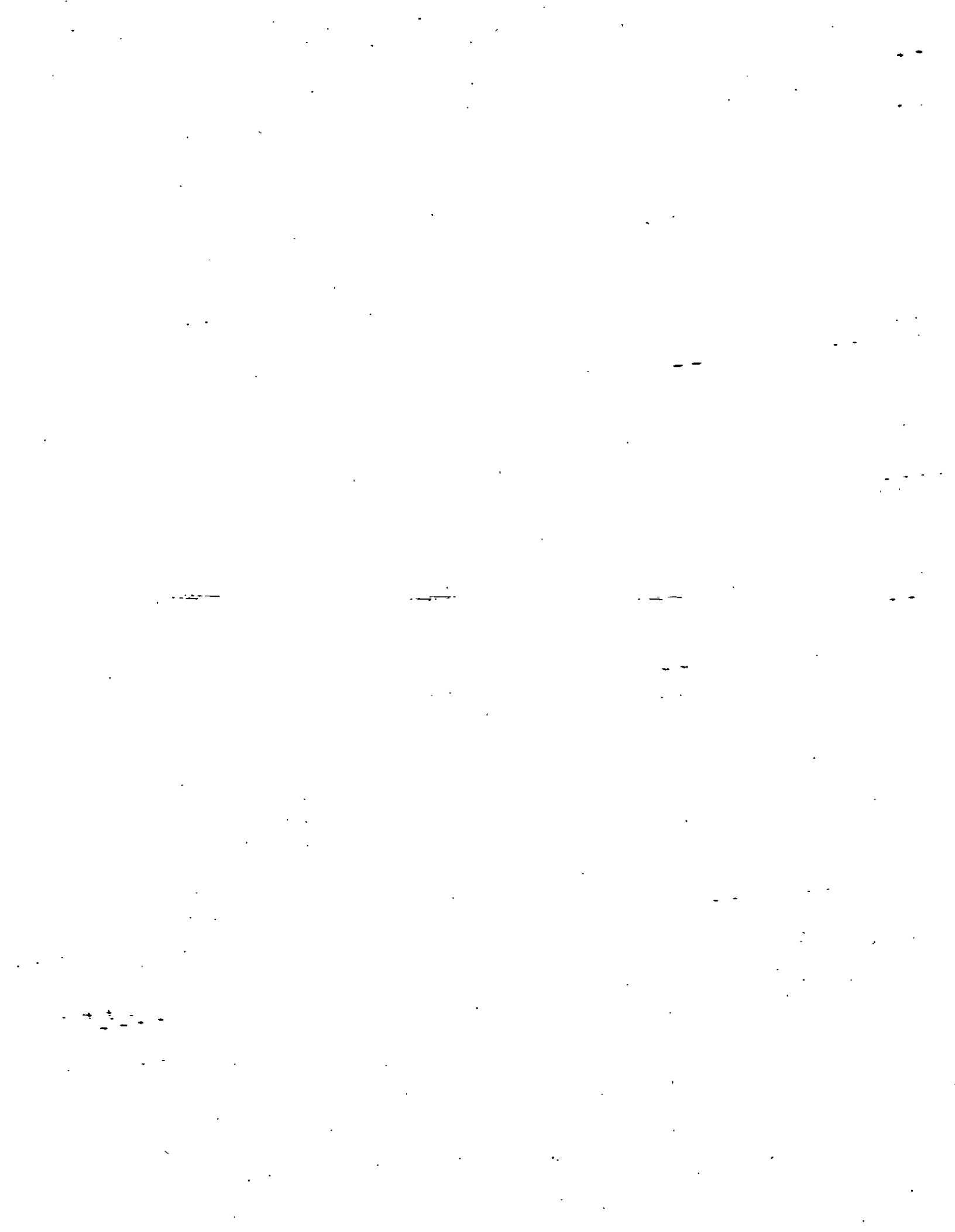
Legislación

Ingeniería de Tránsito

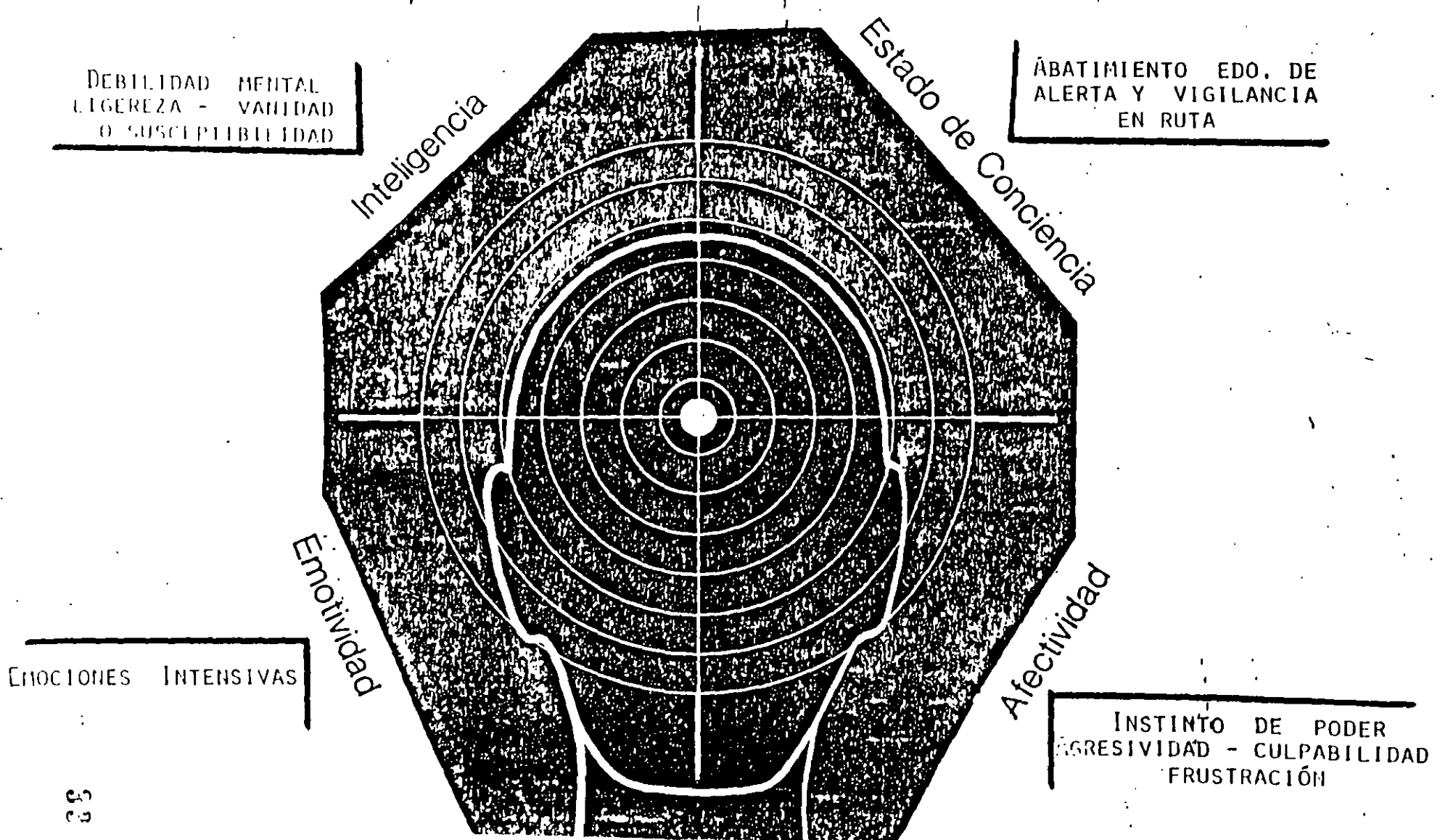
Educación Vial

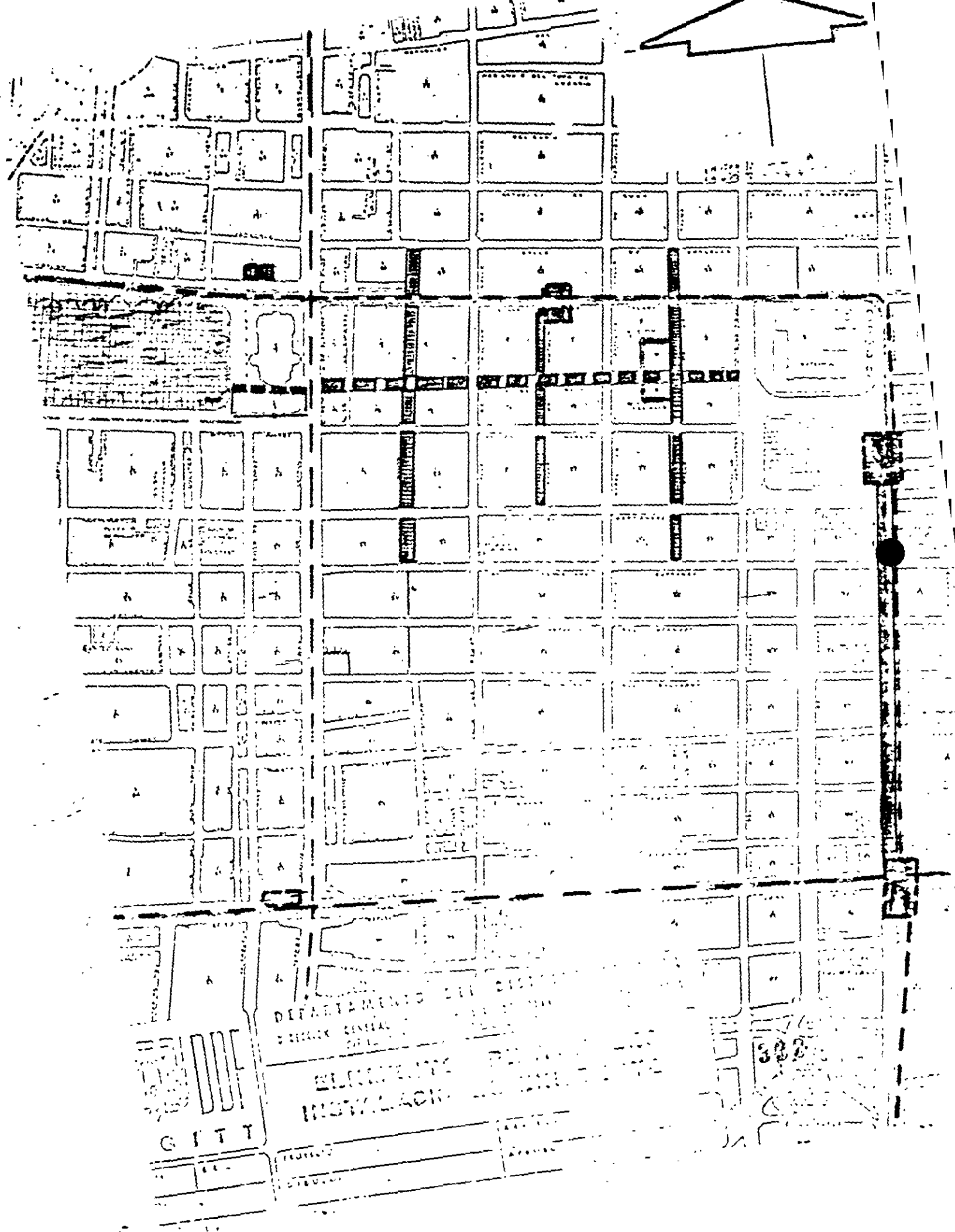
Medicina Prev. y de Urgencia

Vigilancia Policiaca



ORGANIZACION PSIQUICA





DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
DISEÑO GENERAL

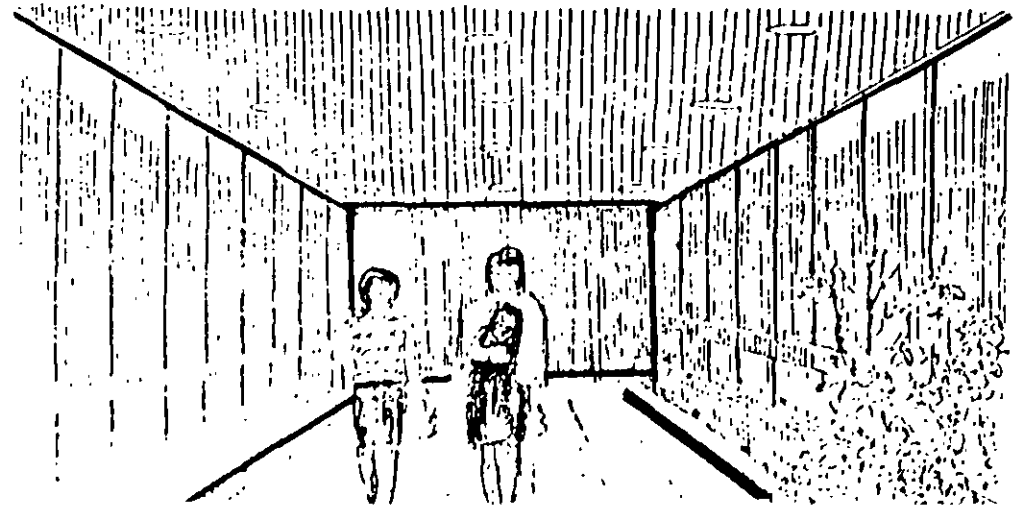
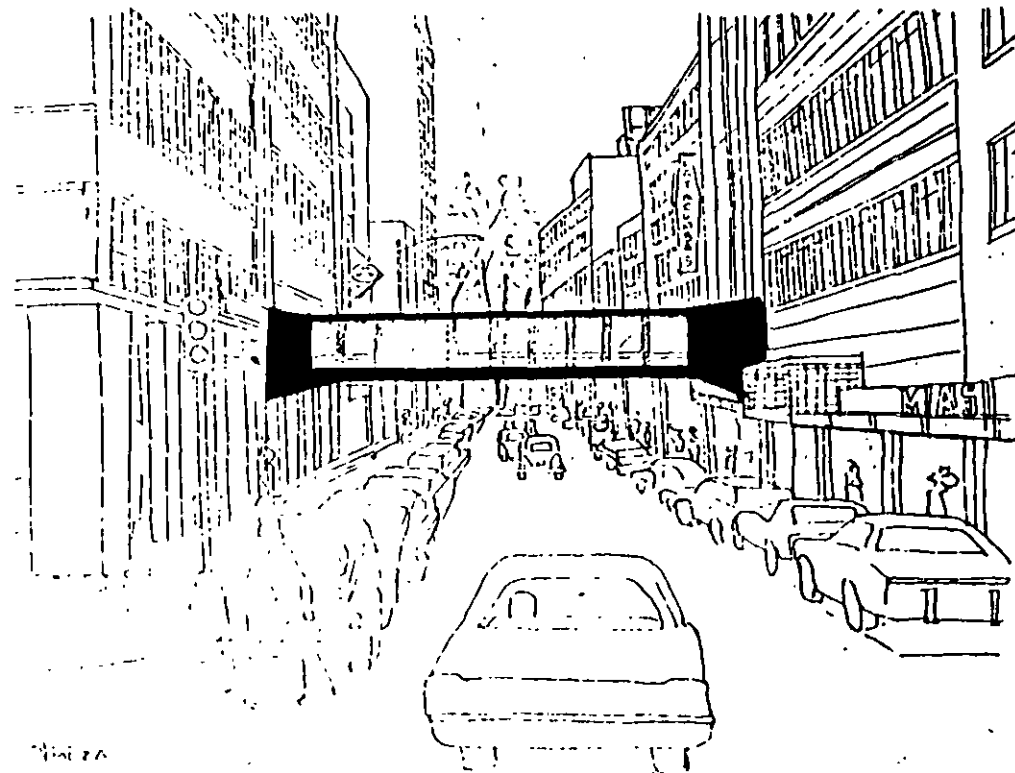
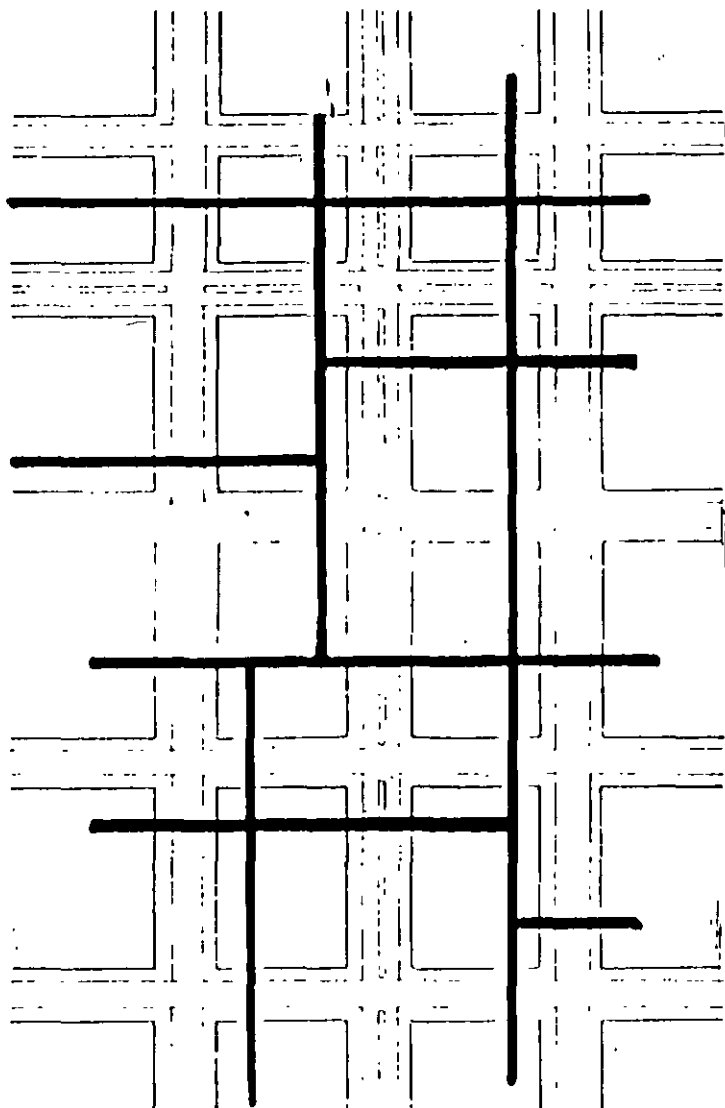
PLANO DE INSTALACION

G I T T

300

PROYECTO
DISEÑO

RED PEATONAL DE PASAJES ELEVADOS Y SUBTERRANEOS DE TORONTO CANADA



LOS PEATONES Y EL NUEVO MARCO JURÍDICO DEL DISTRITO FEDERAL

LEY DE TRANSPORTE DEL DISTRITO FEDERAL.

El 20 de diciembre de 1995 quedó aprobada y fue publicada la Ley de Transporte del Distrito Federal tras un amplio esfuerzo de participación encabezado por la Dirección General de Normatividad y Evaluación del Transporte de la Secretaría de Transportes y Vialidad, en la que la Comisión Metropolitana de Transporte y Vialidad (COMETRAVI), a través de los abogados de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes Federal, del Estado de México y del propio Distrito Federal destinó 23 sesiones a su elaboración y consenso con el Estado de México para su homologación.

Esta Ley, que consta de 91 artículos y 8 transitorios, contenidos en XV capítulos, se caracteriza por tener tres capítulos novedosos y que tienden precisamente a dar protección a peatones y usuarios, por ser de interés al tema, le tocó al de la voz abordar. A continuación revisaremos los capítulos III De los Peatones, IV De los Usuarios y V De la Educación Vial.

CAPÍTULO III

DE LOS PEATONES

Artículo 7º. Esta Ley otorga el derecho de preferencia al peatón, exaltando el valor de la vida humana en su aplicación, cuyo derecho deberá hacerse efectivo en los reglamentos correspondientes.

Artículo 8º. La Secretaría propiciará mediante la infraestructura y el señalamiento vial necesarios, el tránsito seguro de los peatones y la posibilidad de conectarse entre vialidades ya sea mediante semáforos, puentes, pasos a nivel o a desnivel, y otros dispositivos y protecciones necesarias. Asimismo, garantizará que dichas vialidades e infraestructura no sean obstaculizadas o invadidas.

Artículo 9º. La Secretaría promoverá las acciones necesarias para que las vialidades peatonales existentes se mantengan en buen estado y con superficie

uniforme, con el fin de proporcionar a los peatones el tránsito seguro por estas vías, llevando a cabo las medidas necesarias para que en estas vialidades se establezcan facilidades para personas con discapacidad y de la tercera edad.

Artículo 10º. El peatón deberá cumplir con lo establecido en las disposiciones legales aplicables en esta materia.

CAPÍTULO IV

DE LOS USUARIOS

Artículo 11º. Los usuarios tienen derecho a que el Servicio Público de Transporte de Pasajeros se preste en forma regular, continua y permanente en las mejores condiciones de seguridad, comodidad, higiene y eficacia. Cualquier persona puede hacer uso del Servicio Público de Transporte, previo el pago de la cuota correspondiente a la tarifa en vigor y, en consecuencia, la Administración Pública del Distrito Federal o el concesionario estarán obligados a prestarlo, salvo en los siguientes casos:

- I. Encontrarse el solicitante del servicio en notorio estado de ebriedad o bajo la influencia de estupefacientes o sicotrópicos.
- II. Ejecutar o hacer ejecutar a bordo de los vehículo actos que atenten contra la tranquilidad, seguridad e integridad de los usuarios.
- III. En general pretender que la prestación del servicio se haga contraviniendo las disposiciones legales reglamentarias.

Artículo 12º. Para todos los efectos legales, los usuarios tienen interés legítimo y en consecuencia, tienen el derecho de denunciar ante la Secretaría cualquier irregularidad en la prestación del Servicio Público de Transporte, mediante los procedimientos que la propia Secretaría establezca. Los que deberán reunir los requisitos de prontitud, expeditéz, imparcialidad, integridad, gratitud a que hace referencia el artículo 17 constitucional.

Artículo 13º. Sin perjuicio de lo señalado en el artículo anterior, el prestador del servicio deberá responder, mediante póliza de seguro, por los daños que ocasionare al usuario por la prestación del mismo.

CAPÍTULO V

DE LA EDUCACIÓN VIAL

Artículo 14. La Administración Pública del Distrito Federal, en coordinación con las autoridades federales, promoverá las acciones permanentes necesarias en materia de educación vial, para peatones, conductores, pasajeros y población en general, haciendo uso intensivo de los medios de comunicación, procurando el establecimiento, mediante los convenios correspondientes, de programas de prevención de accidentes a nivel metropolitano.

Artículo 15º. La Secretaría establecerá en coordinación con las autoridades competentes los programas de capacitación a los cuales se deberán sujetar las empresas de transporte y los transportistas, mismos que deberán ser impartidos a sus trabajadores.

Los Títulos y Capítulos del Reglamento son los siguientes:

REGLAMENTO DE TRÁNSITO DEL DISTRITO FEDERAL

El Reglamento de Tránsito, surge de la Ley recién aprobada y contiene 19 capítulos contenidos en 6 títulos además de artículos transitorios y dos ane

Comienza en su artículo 2 con importantes definiciones, de éstas a continuación se transcriben las que son de interés para luego abordar el título II De los Peatones, Escolares y Personas Discapacitadas, después de los cuales por ser de interés a los temas asignados, se revisa el Capítulo V Responsabilidad Civil, Hechos y Accidentes de Tránsito, así como una serie de artículos relacionados y lo relativo a señalamientos, para concluir con el monto asignado en principio a las infracciones relacionadas, mismas que se asientan en un cuadro final.

TÍTULO I. Disposiciones generales

Capítulo único

TÍTULO II. De los peatones, escolares y personas con discapacidad

Capítulo I. De los peatones

Capítulo II. De los escolares

Capítulo III. De las personas con discapacidad

TÍTULO III. De la educación vial y escuelas de conductores

Capítulo I. Difusión, educación e información vial

Capítulo II. Escuelas de conductores

TÍTULO IV. Regulación, inspección y vigilancia

Capítulo I. Licencias y permisos de conductor

Capítulo II. Registros de vehículos y clasificación

Capítulo III. Condiciones técnicas y ecológicas que deben reunir los vehículos automotores para poder circular.

Sección I. Generalidades, equipos y dispositivos obligatorios

Capítulo VI. Inspección técnica y ecológica de los vehículos

Sección I. Inspección técnica

Sección II. Inspección ecológica

Capítulo V. Responsabilidad civil, hechos y accidentes de tránsito

Capítulo VI. Controles administrativos y obligaciones de los agentes de tránsito

TÍTULO VI. De la vialidad y el tránsito

Capítulo I. Clasificación de las vías públicas y normas generales de circulación

Capítulo II. Normatividad complementaria a la circulación

Capítulo III. Normas sobre bebidas alcohólicas, estupefacientes y sustancias sicotrópicas

Capítulo IV. Señalización

Capítulo V. De las obstrucciones

TÍTULO IV. De las sanciones y medios de impugnación

Capítulo I. De las sanciones

Capítulo II. De los medios de impugnación y defensa de los particulares frente a los actos de autoridad.

ARTÍCULOS TRANSITORIOS

Anexo I. De las escuelas de conductores

Anexo II. Pruebas para la obtención de la licencia de conductor

ALGUNAS DEFINICIONES

Disposiciones generales

Artículo 2º. Para los fines y efectos de este Reglamento, se entenderá por:

Peatón. Toda persona que transita a pie por la vía pública; incluyendo para estos efectos, a las personas con discapacidad que utilizan sillas de ruedas u otros artefactos similares de desplazamiento a velocidad de paso humano.

Persona con discapacidad. Todo ser humano que padece temporal o permanentemente una disminución de sus facultades físicas, mentales o sensoriales, que le impiden realizar una actividad normalmente.

4. *Ciclopistas.* Son aquellas vías destinadas para el uso de ciclistas.

5. *Áreas de transferencia.* Son aquellas áreas destinadas al cambio de modo de transporte, ya sea de pasajeros o mercancías, tales como: terminales, paraderos, bases o estacionamientos.

6. *Vías especiales para peatones.* Son aquellas vías destinadas exclusivamente para el uso de peatones tales como: terminales, paraderos, andadores, pasajes, plazas o pasos peatonales a desnivel.

Banqueta o acera. Es la parte de la vía pública destinada para el tránsito de los peatones.

Guarnición o bordillo. Es el elemento físico parcialmente enterrado comúnmente de concreto hidráulico, que se emplea principalmente para limitar banquetas, camellones, isletas y delinear la orilla del pavimento.

Acotamiento. Faja contigua a la calzada o camino, que proporciona un ancho adicional a los conductores, para estacionar el vehículo, en caso obligado.

Artículo 3º. En el Distrito Federal, el tránsito y la vialidad estarán sujetos a lo previsto por la Ley, este Reglamento y las demás disposiciones y medidas que tomen y apliquen las autoridades competentes del propio Distrito Federal en las siguientes materias:

I. Políticas de vialidad y tránsito, tanto de los vehículos como de peatones, pasajeros y conductores.

IV. Limitaciones y restricciones necesarias para mejorar el tránsito de los vehículos en la vía pública, así como para preservar el medio ambiente y la seguridad de las personas.

XIV. Diseño e implementación de medidas encaminadas a estimular el uso de la bicicleta y otros medios de transporte de tecnología alternativa, que agilicen el tránsito y la vialidad y contribuyan a resolver su compleja problemática.

TÍTULO II

De los peatones, escolares y personas con discapacidad

Capítulo I. De los peatones

Artículo 5º. Los peatones están obligados a sujetarse a las disposiciones de este Reglamento en todo lo que corresponda, respetando las indicaciones de los agentes y de los dispositivos para el control del tránsito.

Artículo 6º. Este Reglamento otorga el derecho de preferencia al peatón, exaltando el valor de la vida humana, por lo que los peatones gozarán del derecho de paso con relación a los conductores en todas las intersecciones y zonas con señalamientos para este efecto, y en aquellas en que el tránsito de personas y vehículos esté controlado por algún agente o dispositivo de tránsito.

Artículo 7º. Las banquetas de las vías públicas están destinadas al tránsito de los peatones, por lo que las autoridades correspondientes tomarán las medidas que procedan, con apego a lo establecido por la Ley, este Reglamento y las demás disposiciones aplicables, en los casos en que sean obstruidas por vehículos u objetos.

Artículo 8º. El Gobierno, previo estudio, determinará las vías públicas que deberán estar libres de vehículos y objetos para destinarse al uso exclusivo al tránsito peatonal, ya sea de manera permanente o en los horarios que al efecto establezcan y se avocará a desarrollar la normatividad que se requiera para la planeación, diseño, operación y control de las mismas.

Artículo 9º. Todo conductor que deba cruzar la banqueta para entrar o salir de una cochera, estacionamiento o calle privada, deberá ceder el paso a los peatones, evitando efectuar cualquier maniobra que pueda poner en riesgo su seguridad.

Artículo 10º. Los peatones, al circular en la vía pública, acatarán las previsiones siguientes:

- I. No podrán transitar a lo largo de la superficie de rodamiento de ninguna vía con circulación de vehículos, ni desplazarse por ésta en vehículos no autorizados.
- II. En las calles queda prohibido el cruce de peatones por lugares que no sean las esquinas o zonas marcadas para tal efecto.
- III. En intersecciones no controladas por semáforos o agentes, los peatones deberán cruzar únicamente después de haberse cerciorado de que pueden hacerlo con toda seguridad.
- IV. Para atravesar la vía pública por un paso de peatones controlado por semáforos o agentes, deberán obedecer las respectivas indicaciones.
- V. No deberán invadir intempestivamente la superficie de rodamiento.
- VI. En cruces no controlados por semáforos o agentes, no deberán cruzar frente a vehículos de transporte público de pasajeros, detenidos momentáneamente.
- VII. Cuando no existan banquetas en la vía pública, deberán circular por el acotamiento, y a falta de éste, por la orilla de la vía, pero en todo caso, procurarán hacerlo dando el frente al tránsito de vehículos.
- VIII. Para cruzar una vía donde haya puentes peatonales, están obligados a hacer uso de ellos.

IX. Ningún peatón circulará diagonalmente por los cruceros.

X. Los peatones que pretendan cruzar una intersección o abordar un vehículo, no deberán invadir el arroyo, hasta que aparezca la señal que permita atravesar la vía o llegue dicho vehículo, y

XI. Queda estrictamente prohibido a los peatones, principalmente a niños y adolescentes, convertir la vía pública en campos deportivos para efectuar cualquier tipo de juego.

Artículo 11º. En los cruceros o zonas marcadas para el paso de peatones, donde no haya semáforos ni agentes que reulen la circulación, los conductores harán alto total para ceder el paso a los peatones que se encuentren en el arroyo. En vías de doble circulación, donde no haya un espacio central para peatones, también deberán ceder el paso de aquellos que se aproximen, provenientes de la parte de la superficie de rodamiento que corresponda al sentido opuesto. Queda prohibido adelantar o rebasar a cualquier vehículo que se haya detenido ante una zona de peatones, marcado o no, para permitir el paso de éstos.

Artículo 12º. Los peatones que cometan alguna de las infracciones a que se refiere el artículo 10 de este Reglamento, serán amonestados firme, pero cortesmente por los agentes de tránsito, quienes harán saber al infractor la falta que ha cometido.

Artículo 13º. En todo caso, cuando un peatón o peatones, esté en vías de cometer una infracción al presente Reglamento, los agentes deberán indicarle respetuosamente que se abstenga de hacerlo, invitándolo a proceder en la forma correcta.

CAPÍTULO II. De los escolares

Artículo 14º. Los escolares gozarán de derecho preferente de paso en todas las intersecciones y zonas señaladas para ello, por lo que los agentes de tránsito deberán proteger, mediante los dispositivos e indicaciones convenientes, el tránsito peatonal de los mismos, en los horarios que se establezcan para este efecto.

Artículo 15º. Para proteger a los escolares la salida de las escuelas y centros educativos, los maestros y los promotores voluntarios que se habiliten para

cuidar de su seguridad, auxiliarán a los agentes en esta tarea, realizando las maniobras y las señales correspondientes.

Los promotores voluntarios que actúen como auxiliares de tránsito, deberán tomar un curso corto de capacitación vial, que les permitirá tener los conocimientos necesarios para llevar a cabo su labor en forma satisfactoria. En todo caso y una vez autorizados, utilizarán los chalecos identificadores correspondientes.

Artículo 16º. Los conductores de vehículos están obligados:

I. A disminuir su velocidad y tomar todo género de precauciones, cuando encuentren un transporte escolar detenido en la vía pública, realizando maniobras de ascenso y descenso de escolares.

II. A extremar las precauciones, respetando los señalamientos correspondientes.

III. A ceder el paso a los escolares y peatones, haciendo alto total, y

IV. A obedecer estrictamente la señalización de protección y las indicaciones de los agentes o de los promotores voluntarios de seguridad vial escolar.

Artículo 17º. Los conductores de vehículos de transporte escolar, siempre que se detengan en la vía pública para efectuar una maniobra de ascenso o descenso, deberán poner en funcionamiento las luces intermitentes de advertencia

Artículo 18º. En las escuelas, los vehículos de transporte escolar deberá contar con los lugares para estacionarse, en las inmediaciones de los planteles, previamente autorizados por la Dirección General; para el ascenso y descenso seguro de los escolares.

CAPÍTULO III. De las personas con discapacidad

Artículo 19º. A fin de facilitar el desplazamiento de las personas que padezcan algún tipo de discapacidad, queda prohibido a conductores y peatones, obstruir los espacios destinados al estacionamiento de los vehículos de discapacitados, así como de las rampas de ascenso a las aceras y andadores.

Artículo 20º. Los discapacitados gozarán de los siguientes derechos y preferencias:

- I. En las intersecciones a nivel no semaforizadas, tendrán derecho de paso sobre los vehículos.
- II. En intersecciones semaforizadas tendrán derecho de paso cuando el semáforo de peatones así lo indique o cuando el semáforo que corresponde a la vialidad por cruzar esté en alto, o cuando el agente de tránsito haga el ademán equivalente. Si correspondiéndole el paso el paso de acuerdo a los semáforos, no alcance a cruzar la vialidad, es obligación de los conductores detener la marcha de sus vehículos, hasta que acaben de cruzar.
- III. Los agentes y peatones deberán auxiliarlos para cruzar alguna intersección.
- IV. En los vehículos de transporte público gozarán de los derechos que al efecto establece el Reglamento de Transporte.

CAPÍTULO V. Responsabilidad civil y hechos y accidentes de tránsito

Artículo 169º. Cuando los conductores de vehículos involucrados en un accidente o hecho de tránsito, en el que resulten personas lesionadas o fallecidas, si se encuentran en condiciones físicas que no requieran de una intervención inmediata, deberán proceder de la siguiente manera:

- I. Permanecerán en el lugar de los hechos para prestar o facilitar asistencia a la persona o personas lesionadas, procurando que se dé aviso a la autoridad competente, para que tome conocimiento de los hechos y actúe en consecuencia.
- II. Únicamente se podrá desplazar o mover a las personas lesionadas del lugar donde se encuentren, cuando no se disponga de atención médica inmediata, si el no hacerlo representa un peligro o se pueda agravar su estado de salud.
- III. En caso de haber personas fallecidas, los cuerpos deberán permanecer en el lugar donde quedaron hasta que la autoridad competente determine su traslado a los servicios médicos forenses, salvo que por razones de seguridad requieran ser desplazados.
- IV. Se deberán colocar de inmediato los señalamientos que se requieran para evitar que pueda ocurrir otro accidente de tránsito.

V. Los conductores de otros vehículos y los peatones que no estén implicados, deberán continuar su marcha a fin de no entorpecer las maniobra el tránsito, salvo que las autoridades requieran su colaboración.

Artículo 176º. Los agentes deberán prevenir, con todos los medios disponibles, los accidentes de tránsito y evitar que se cause o incremente un daño a personas o propiedades.

En especial cuidarán de la seguridad de los peatones y que éstos cumplan sus obligaciones establecidas en este Reglamento. Para este efecto los agentes actuarán de la siguiente manera:

- I. Cuando uno o varios peatones estén en vías de cometer una infracción, los agentes cortesmente les indicarán que deben desistir de su propósito;
- II. Ante la comisión de una infracción a este Reglamento, los agentes harán de manera eficaz pero comedida, que la persona que esté cometiendo la infracción cumpla con la obligación que según el caso le señale este Reglamento, al mismo tiempo el agente amonestará a dicha persona explicándole su falta a este ordenamiento.

Artículo 182º. Es obligación de los agentes permanecer en el cruce a cual fueron asignados, para controlar el tránsito vehicular y tomar las medidas de protección peatonal conducentes.

Durante sus labores de cruce, los agentes deberán colocarse en lugares claramente visibles para que, con su presencia, prevengan la comisión de infracciones.

Los autos patrulla de tránsito en actividad nocturna, deberán llevar encendida alguna luz de la torreta.

Artículo 196º. Se prohíbe circular por autopistas con vehículos de tracción animal, bicicletas y motonetas.

Artículo 206º. La velocidad máxima en la ciudad será de 60 kms por hora, excepto en las zonas escolares donde será de 20 kms. Por hora; /60 minutos antes y después de los horarios de entrada y salida de los planteles escolares) y en donde el señalamiento indique otro límite.

También deberá observarse el límite antes mencionado, ante la presencia de escolares, fuera de los horarios referidos.

PRIORIDAD DE PASO

Artículo 210º.

3. Todo conductor de un vehículo que se aproxime a una intersección regulada mediante semáforos, debe detener su vehículo en la línea de ALTO, sin invadir la zona para el cruce de los peatones; cuando la luz del semáforo esté en rojo.

Normas de comportamiento de los conductores respecto de los peatones

Artículo 215º. Como regla general y siempre que sus trayectorias se corten, los conductores tienen prioridad de paso sus vehículos en la calzada y en el acotamiento, respecto de los peatones, salvo en los casos enumerados en los artículos 11, 16 y 20, de este Reglamento en que deberán dejarlos pasar, llegando a detenerse si fuera necesario.

Artículo 216º. 1. Los conductores tienen prioridad de paso para sus vehículos, respecto de los peatones, salvo en los casos siguientes:

- a) En los pasos para peatones debidamente señalizados.
- b) Cuando vayan a dar vuelta con su vehículo para entrar en otra vía y haya peatones cruzándola, aunque no exista paso para éstos.
- c) Cuando el vehículo cruce un acotamiento por el que estén circulando peatones que no dispongan de zona peatonal.

2. En las zonas peatonales, cuando los vehículos las crucen por los pasos habilitados al efecto, los conductores tienen la obligación de dejar pasar a los peatones que circulen por ellas.

3. También deberán ceder el paso:

- a) A los peatones que vayan a subir o hayan bajado de un vehículo de transporte colectivo de pasajeros, en una parada señalizada como tal, cuando se encuentren entre dicho vehículo y la zona peatonal o refugio más próximo.

b) A las tropas de formación, filas escolares o comitivas.

CAMBOI DE DIRECCIÓN Y DE SENTIDO Y DE CIRCULACIÓN EN REVERSA

Artículo 222º. La vuelta a la derecha será continua, excepto en los casos en donde existan señales restrictivas, para lo cual el conductor deberá proceder de la siguiente manera:

II. Al llegar a la intersección, si tiene luz roja el semáforo, detenerse y observar a ambos lados, para ver si no existe la presencia de peatones o vehículos que estén cruzando en ese momento, antes de proceder a dar la vuelta;

III. en el caso de que sí existan peatones o vehículos, darles el derecho de preferencia de paso, según sea el caso.

Artículo 229º. 2. Igualmente, deberá efectuar la maniobra con la máxima precaución y detendrá el vehículo con toda rapidez, si oyere avisos indicadores o percibe la proximidad de otro vehículo o de una persona o animal, si no existe seguridad, desistiendo de la maniobra si fuera preciso.

Maniobras de rebase que atentan a la seguridad vial

Artículo 234º. Los conductores tienen prohibido rebasar:

2. En los pasos para peatones señalados como tales y en los pasos a desnivel y en sus proximidades.

3. En las intersecciones y en sus proximidades salvo cuando:

Artículo 241º. Se prohíbe estacionar un vehículo en los siguientes lugares:

I. En las banquetas, camellones, andadores u otras vías reservadas a peatones;

V. En la zona de ascenso y descenso de pasajeros de vehículos de servicio público;

XII. En las áreas de cruce de peatones marcadas o no en el pavimento.

Artículo 257º. Queda prohibido a los conductores de transporte colectivo:

7. Hacer parada para ascenso y descenso del pasaje en el segundo o tercer carril de circulación.

Artículo 267º. Queda prohibido circular llevando menores de doce años en los asientos delanteros del vehículo, salvo que utilicen asientos de seguridad para menores u otros dispositivos concebidos específicamente para ello y debidamente homologados al efecto.

IV. Entorpecer la marcha de columnas militares, escolares, desfiles cívicos, cortejos fúnebres y manifestaciones;

Artículo 274º. Queda prohibido a los conductores de bicicletas, motonetas o motocicletas, transitar por carriles centrales o interiores de las vías de acceso controlado y en donde así lo indique el señalamiento. Las motocicletas cuyo cilindraje sea superior a los 400 cms. Cúbicos, no estarán sujetas a esta prohibición, pero deberán transitar con las luces encendidas.

Artículo 275º. En las bicicletas que transiten fuera de ciclistas, únicamente podrá viajar su conductor, salvo en aquellas de fabricación especial para ser accionadas por más de una persona. Los coclistas deberán usar casco protector.

Artículo 276º. En las vías de circulación en las que el Gobierno establezca carriles exclusivos o adapte ciclistas, los conductores de los vehículos automotores deberán respetar el derecho de tránsito de los ciclistas, dándoles paso preferencial.

277º. Los conductores de bicicletas podrán transitar por las vías públicas del Distrito Federal, salvo aquellas en que su circulación esté expresamente prohibida, debiendo mantenerse a la extrema derecha de la vía y guardando las debidas precauciones al rebasar vehículos estacionados.

278º. Los ciclistas deberán abstenerse de circular sobre las banquetas o áreas reservadas al uso exclusivo de los peatones, y no podrán llevar carga que obstruya la visibilidad requerida, dificulte la adecuada operación o constituya un riesgo para su seguridad o la de los demás usuarios de la vía.

279º. Los bicitaxis no podrán circular en las vialidades en las que circulen vehículos automotores.

Artículo 297º. Los peatones y conductores de vehículos deberán obedecer las indicaciones de los semáforos de la siguiente manera:

a) Ante una indicación *verde* los vehículos podrán avanzar. En los casos de *vuelta* cederán el paso a los peatones. De no existir semáforos especiales para peatones, éstos avanzarán con la indicación *verde* del semáforo para vehículos en la misma dirección.

c) Ante la indicación *ambar* los peatones y conductores deberán abstenerse de entrar a la intersección, excepto que el vehículo se encuentre ya en ella, o el detenerlo signifique por su velocidad, peligro a terceros u obstrucciones al tránsito, en estos casos el conductor completará el cruce con las precauciones debidas:

Frente a una indicación *roja* para vehículos, los peatones no deberán entrar en la vía, salvo que los semáforos para peatones lo permitan.

e) Cuando un lente de color *rojo* de un semáforo emita destellos intermitentes, los conductores de los vehículos deberán detener la marcha en la línea de *alto* marcada sobre la superficie de rodamiento; en la ausencia de ésta, deberán detenerse antes de entrar en la zona de cruce de peatones u otra área de control y podrán reanudar su marcha una vez que se han cerciorado de que no ponen en peligro a terceros.

Artículo 299º. Los tipos de señales preventivas, con su nomenclatura y significado respectivo, son los siguientes:

P-27. La señal *peatones* se utilizará para advertir a los conductores de vehículos la proximidad de lugares frecuentados por peatones, o bien de un cruce especialmente destinado a ellos. Esta señal se colocará en zonas urbanas únicamente cuando la seguridad de los peatones lo justifique.

P-36. La señal *ciclistas* se utilizará para advertir a los conductores la proximidad de un lugar frecuentado por ciclistas o bien un cruce especialmente destinado a ellos.

Artículo 300º. De las señales re restrictivas

R-5. La señal *vuelta continua* a la derecha se utilizará en las intersecciones controladas por semáforos o por agentes, en las cuales está permitida la *vuelta* derecha en forma continua, aunque para el tránsito que siga de frente se indique *alto*. Debe limitarse el uso de esta señal para cuando pueda garantizarse que el paso de peatones tenga prioridad y ésta sea respetada.

los conductores de vehículos. Su uso está supeditado a lo anterior y por eso, muy limitado.

R-15. La señal *peatones a su izquierda* se usará en las regiones o tramos de camino con tránsito frecuente de peatones para advertir a éstos que, para su propia seguridad, deben caminar al lado izquierdo, de frente al tránsito que se aproxima. En la parte inferior de la señal llevará la leyenda relativa.

R-28. *Prohibido el paso a bicicletas* se usará en aquellos caminos o calles donde se prohíba la entrada de ciclistas a vías rápidas o autopistas, en donde estarían en peligro.

R-29. La señal *prohibido el paso de peatones* se usará en aquellos lugares en los que el tránsito de vehículos haga peligroso el paso o cruce de peatones. Esta señal deberá ser colocada de manera que sólo sea visible por los peatones.

Artículo 301^º. De las señales informativas

I-i-1. La señal de *nomenclatura*, se utilizará para informar los nombres de calles y avenidas. Se colocará paralelamente a la calle que identifica, de tal manera que el usuario lea el nombre de la calle que va recorriendo.

3. De recomendación

I.r.20. Ceda el paso al peatón*

I.r.22. Cruce solamente/en las esquinas*

I.r.24. Ceda el paso al peatón

I.r.29. Cruce de escolarres

I.r.30. Cruce de peatones

*Lámina con dos renglones de texto.

5. De servicio

IST.013. Area recreativa

IST. 037. Ciclismo

IST. 042. Escaleras

IST. 083. Parada de autobuses

IST. 084. Parada de tranvía

IST. 085. Parada de trolebuses

IST. 088. Paseo de peatones

I.E.1. Parada de autobuses o microbuses

I.E.2. Parada de trolebuses

I.E.3. parada compartida de autobuses, microbuses y trolebuses

M.8. *Rayas para cruces de peatones.* Consistirán en dos rayas continuas paralelas transversales a la vía de circulación, con un ancho de 30 cms. blancas, trazadas a una separación que se determinará, generalmente por el ancho de la acera entre las que se encuentren situadas, pero en ningún caso de una longitud menor de 2.00 m., ni mayor de 4.50 m.

M.18. *Ciclopistas.* Son carriles exclusivos, destinados a la circulación de bicicletas y otros vehículos de tracción humana.

Artículo 304. Señalamiento en zonas escolares

E.S-1. La señal *escuela* se utilizará en las entradas al área de influencia de la zona escolar.

E.S.2. La señal *informativa del horario* escolar llevará dos renglones, el primero indicará la hora antes de la entrada y el segundo la hora después de la salida. Se usará junto con la señal E.S-1.

E.S.3. la señal *restrictiva* de velocidad para zona escolar.

Además se pintarán los peatonales en las intersecciones aledañas a la escuela y sobre la superficie de rodamiento de las velocidades, se pintará la palabra *escuela*.

Artículo 305. *Obstáculos.* En la vía pública, sobre los aros de circulación de los vehículos y en las banquetas, queda estrictamente prohibida la instalar

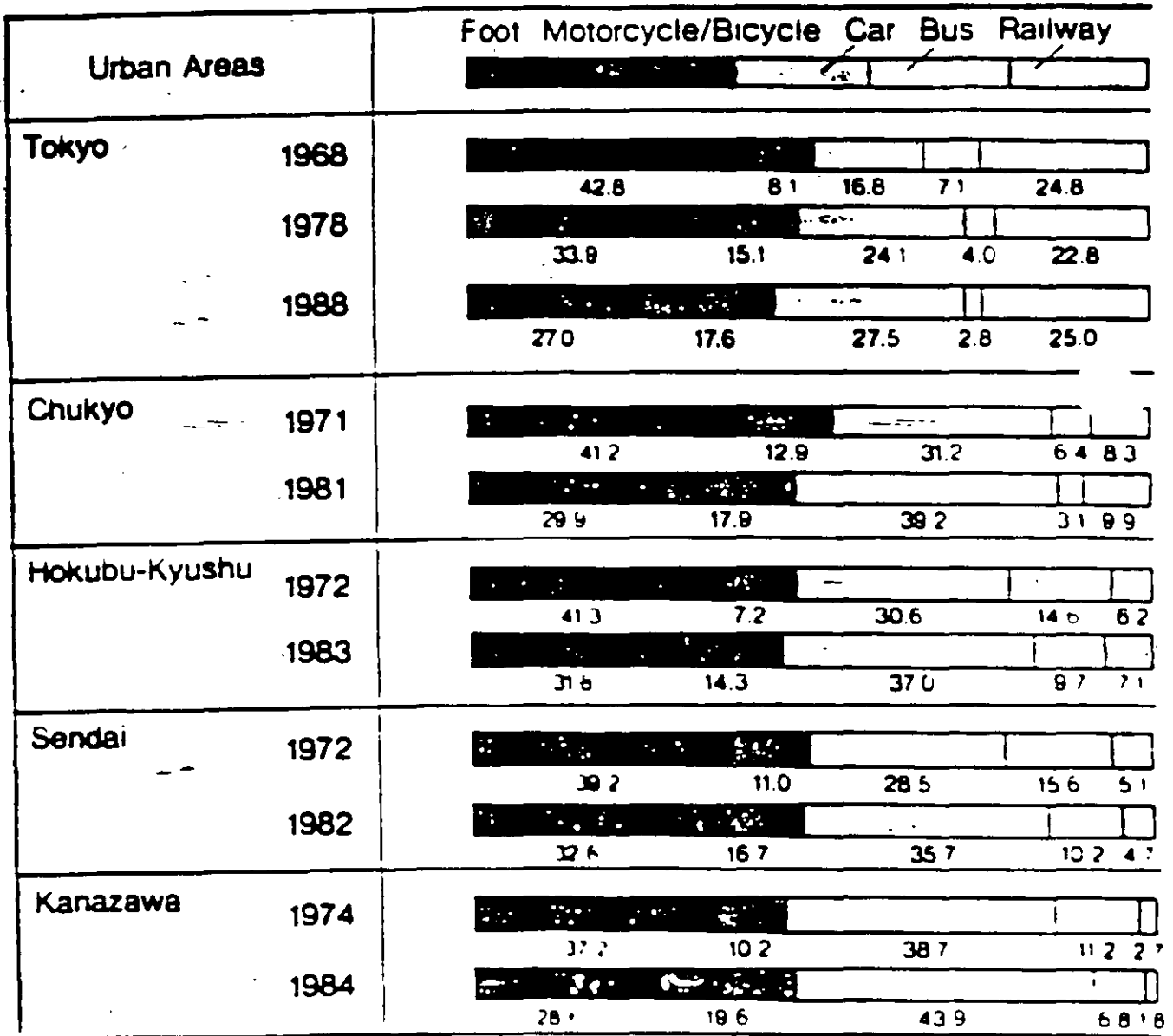
de obstáculos, que impidan el libre tránsito de los usuarios y la seguridad de los mismos se vea afectada.

infracción	salarios mínimos				
	5	10	15	20	30
accidentes					
• Por no dar aviso del accidente a la autoridad competente					
• Por atropellar a una persona causándole lesiones o la muerte					
Banquetas					
• Por conducir un vehículo automotor sobre banquetas, camellones, isleta o sus marcas de aproximación					
• Por invadir las banquetas o lugares peatonales, estacionando en ella vehículos o efectuando maniobras					
• Por dar vuelta en un cruce, sin ceder el paso a los peatones que se encuentren en el arroyo					
• Por no respetar los conductores de motos y bicicletas a usar un carril					
• Por llevar menores de 12 años en los asientos delanteros					
Peatones					
• Por no respetar las señales de tránsito, o las indicaciones de los agentes					Llamada de atención por el agente de tránsito
• Por no acatar previsiones establecidas para ellos en el Reglamento					Llamada de atención por el agente de tránsito

infracción	salarios mínimos				
accidentes	5	10	15	20	30
<i>Preferencias de paso</i>					
<ul style="list-style-type: none"> • Por no respetar la preferencia de paso de los peatones, escolares o discapacitados 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por no obedecer la señalización o las indicaciones de los agentes de tránsito o de los promotores voluntarios en las zonas escolares. 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por obstruir las rampas de acceso a las banquetas o invadir los espacios destinados a vehículos de las personas discapacitadas 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por no ceder el paso a los peatones que se encuentren en el arroyo. 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por parar el vehículo delante de la línea de ALTO, sobre el paso de los peatones 					
<i>Velocidad</i>					
<ul style="list-style-type: none"> • Por no respetar los límites de velocidad establecidos en las zonas escolares 					

infracción	salarios mínimos				
accidentes	5	10	15	20	30
<ul style="list-style-type: none"> • Por no disminuir la velocidad ni tomar precauciones en los lugares de alta concentración de peatones 					
<i>Bicicletas</i>					
<ul style="list-style-type: none"> • Por no respetar los semáforos o las indicaciones de los agentes 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por asirse a otro vehículo en marcha 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por no transitar por la extrema derecha 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por transitar por vialidades o carriles prohibidos 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por transitar sin el faro delantero y reflejante trasero 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por transitar en la noche sin la luz del faro delantero 					
<ul style="list-style-type: none"> • Por conducir en estado alcohólico o drogado 					

Figure 4-8 Changes in Modal Choice in Selected Urban Areas



Source: Ministry of Construction 1988

CONTROL DE TRÁNSITO EN ZONAS ESCOLARES

Es frecuente que se exagere la petición de protección en zonas escolares, acceder a ellas en forma indiscriminada no sólo resulta altamente costoso, sino que además inútil, pudiéndose inclusive generar que se pierda respeto hacia los controles que sí son necesarios, por ello la protección debe tener como base la ingeniería de tránsito.

Del conocimiento que los peatones y conductores tengan de los dispositivos de control, depende su seguridad, es por ello condición primordial su uniformidad, además de su mayor intensidad en función a la mayor problemática en la ubicación de las escuelas.

La ayuda de los padres a sus hijos a fin de encontrar con ellos la ruta más segura a la escuela, permite establecer el mejor aprovechamiento de semáforos y señales para protección de los escolares, evitando que los niños por su falta de concepción del peligro un día tomen una ruta y otro día otra; aunque para lograr el cruce que tiene la protección de un semáforo, el recorrido resulte más largo, la protección que brinda lo justifica.

Una variante es que las autoridades de la propia escuela elaboren el plano de las diversas rutas a la escuela, ya que este documento servirá de base para el diseño del señalamiento más apropiado para cada una de las trayectorias. En términos generales, es ideal que se establezca a través de las aceras adecuadas y se pueda establecer su grado de uso y la edad de los niños que utilicen el cruce protegido.

ESTUDIO DE CRUCES ESCOLARES

Para determinar la necesidad de alguna forma de protección especial para cruce escolar, depende de las siguientes condiciones:

1. Cuando la duración de intervalos en los semáforos es tan corta que no permite el paso de peatones y alumnos que están esperando.
2. El tiempo de demora entre intervalos adecuados (seguros) para el cruce excesivo.

Se considera que la demora es excesiva cuando el número de intervalos adecuados, durante el tiempo que los niños están usando al cruzar; menor de uno por minuto, se necesita alguna forma de control de circulación. Esta justificación se obtiene de un estudio en el que se deben considerar: volumen peatonal del cruce, ancho de la calzada y tiempo que dura entre intervalos adecuados.

En caso de justificarse, las medidas disponibles para reducir o eliminar el peligro en un cruce de peatones en zona escolar, son de 3 tipos: El primero a base de personas como policías o promotores voluntarios adultos; el segundo se refiere al uso de dispositivos de control, es decir semáforos, y el tercero se refiere a estructuras con pasos peatonales a desnivel.

UTILIZACIÓN DE POLICÍAS Y VOLUNTARIOS ADULTOS DE PROTECCIÓN ESCOLAR

Ya que es más económico, en los cruces escolares con semáforos se requiere supervisión, sobre todo en las intersecciones complicadas, con movimientos frecuentes de vuelta y altas velocidades de aproximación y como el control se requiere para un tiempo limitado de entrada y salida de los alumnos, no se justifica la instalación de controles permanentes.

Cuando se selecciona esta forma de control, los funcionarios responsables deben adoptar los siguientes procedimientos: Justificarse mediante estudio y operar por el tiempo mínimo indispensable, la autoridad local deberá hacerse cargo del mantenimiento y supervisión; deberá aprovechar su presencia para instruir a los niños y desarrollar en ellos la habilidad para cuidarse a sí mismos.

INSTALACIÓN DE SEMÁFOROS

Son prácticos en su operación y no demasiado costosos y es remota la posibilidad de reubicación de la escuela o replanteamiento de rutas, que lo convierte en innecesario y deben cumplir con las siguientes condiciones:

1. Que se encuentren en un cruce escolar;
2. Que sean accionados por el tránsito y puedan integrarse en los sistemas progresivos de control;
3. Que se corten a media cuadra y donde así se requiera que sean del tipo de los accionados por los peatones.

El control de tránsito con semáforos en zonas escolares debe rechazarse si se requiere una protección suplementaria costosa, además el tiempo que realmente requiere su uso es muy reducido y en algunas circunstancias los niños responden en forma inadecuada a la ubicación de los semáforos al grado de que, lejos de abatirlos accidentes, los puede propiciar.

Para contrarrestar estos efectos contraproducentes, es conveniente que las autoridades de educación vial instruyan a los alumnos sobre el buen uso de los semáforos y los vehículos que dan vuelta, también deben entender la necesidad de un uso racional, sin abuso de los semáforos accionados por los peatones. Su instalación sólo debe hacerse en los lugares en que un estudio de ingeniería de tránsito lo justifique, deberá procurarse que creé un mínimo de demora y peligro en el tránsito de vehículos y ponerse cuidado en factores de localización y visibilidad, se puedan usar semáforos cintilantes pero sólo como funciones preventivas, antes de los cruces, también deberá 30 mins. Antes y 10 después del cruce, evitándose el estacionamiento y al instalarse deberá haber vigilancia preventiva, durante el período de adaptación.

PASOS A DESNIVEL

Siempre y cuando se justifique, puede optarse por la construcción de estas estructuras como en autopistas urbanas, vías rápidas o zonas donde no se den fácilmente el número de intervalos adecuados por condiciones de la vía o el tránsito, procurando que estas inversiones tengan como base un estudio económico y se resuelvan en forma jerárquica, sea técnicamente conveniente y no sea suficiente resolver el conflicto con cualquiera de los métodos anteriores.

USO APROPIADO

Para que realmente se utilicen, deberán instilarse barreras que impidan al peaton el cruce a nivel y lo obliguen a usar la facilidad. Resultan preferibles los elevados por razones de seguridad; de ser subterráneos, deberán estar iluminados y vigilados, y en ambos casos limpios. Deberá instruirse a los alumnos para su buen uso y las ventajas de su utilización.

SEÑALES DE TRÁNSITO

Su universalidad basada en la uniformidad a nivel internacional, produce su reconocimiento y comprensión instantáneas; la adopción de señales novedosas crea confusión.

CRUCES ESCOLARES

Las marcas de cruces escolares deberán pintarse en todas las intersecciones de las rutas establecidas; su diseño, similar al de los pasos de peatones, podrá ser de dos tipos:

A. Dos rayas paralelas, pintadas a todo lo ancho del pavimento de la calzada, en color amarillo, separadas entre sí por lo menos 2.0 metros. El ancho de las rayas deberá ser de 20 cms., salvo circunstancias especiales, cuando la velocidad de los vehículos sea de aproximadamente 60 km / h, donde es deseable incrementar el ancho de las rayas del paso a 40 cms.

B. Para mayor visibilidad, el área del paso de peatones puede pintarse con rayas de 40 cms. de ancho, a 90°, respecto a la dirección de cruce.

RAYAS DE ALTO

En todos los cruceos escolares determinados en el Plan de Rutas, deberá colocarse una raya de ALTO precediendo a las marcas del paso de peatones. Esto sirve, tanto en zonas urbanas como suburbanas y rurales, para indicar el lugar donde los vehículos deben detenerse, por lo que deben estar complementadas por una señal de ALTO (R-1)

las rayas de ALTO serán blancas, 40 cms. De ancho, y se extenderán por toda la sección transversal de los carriles de aproximación al cruce.

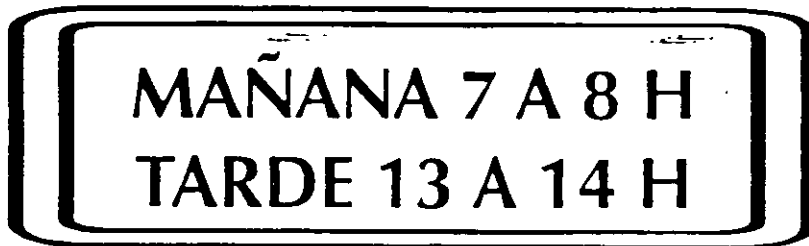
PALABRAS EN EL PAVIMENTO

La única palabra que deberá pintarse en el pavimento es la de ESCUELA. Esta palabra se pintará media cuadra antes del edificio escolar, y también en forma anticipada a las rayas de ALTO de los cruces escolares.

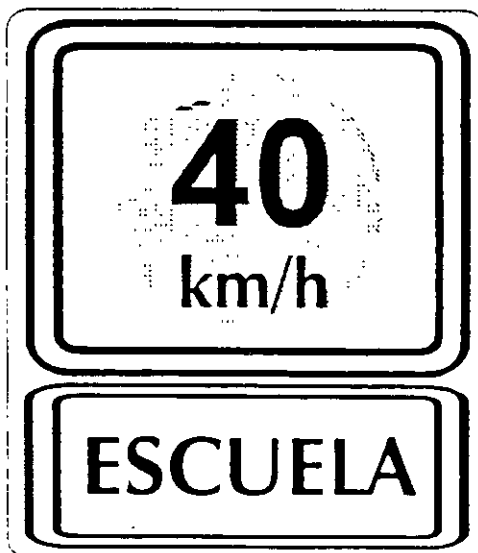
ESCUELA

Figura 11.3 palabra marcada en el pavimento que indicará al conductor la presencia de un cruce escolar adelante o al mismo edificio de la escuela

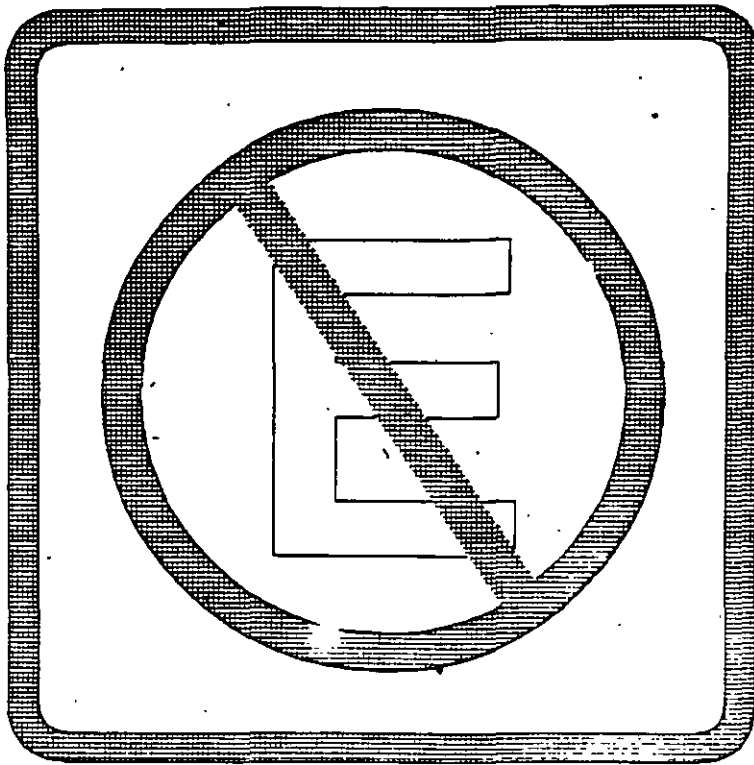
ES-1. La señal ESCUELA se utilizará en las entradas al área de influencia de la zona escolar, en donde el volumen de tránsito sea significativo y atraviése la zona estudiada de rutas escolares. Esta señal se complementará con una señal informativa ES-2 que indique la hora antes de la entrada y la hora después de la salida de los alumnos



ES-2 la señal informativa de HORARIO ESCOLAR llevará dos renglones, el primero indicará la hora antes de la entrada y el segundo la hora después de la salida. Se usará en el mismo apoyo que la ES-1, en la parte inferior, formando un conjunto para prevenir a los usuarios de las horas críticas en que debe tener precaución.



ES-3 La señal RESTRICTIVA DE VELOCIDAD PARA ZONA ESCOLAR, se colocará en la acera donde empieza el edificio escolar y llevará la velocidad, con su mismo horario. También se colocará en forma anticipada a los cruces escolares definidos en la planificación de rutas escolares que no necesitan control especial



R-21 La señal restrictiva de **ESTACIONARSE**, sirve para prohibir el estacionamiento de vehículos frente a la acera de escuela ya que impide su visibilidad y evitar que salga un niño intempestivamente entre dos vehículos estacionados, con peligro de ser atropellado, pues los conductores no los ven a tiempo

R-1 SEÑAL RESTRICTIVA DE **ALTO** que deberá colocarse en los cruces escolares detenidos en el plan de rutas escolares frente al tránsito y alineadas con la raya de **ALTO**



establecidos en el Plan de Rutas. Deberán pintarse en forma alargada, como se muestra en la figura 11.3.

MARCAS EN GUARNICIONES

Para complementar la prohibición de estacionamiento, marcada con la señal R-21, en las calles donde se encuentre ubicado el edificio de la escuela y en los cruces escolares, se deberán pintar las guarniciones de las aceras en color amarillo, determinando así las zonas donde opera esta restricción.

PROCEDIMIENTO PARA LLEVAR A CABO LOS ESTUDIOS DE CAMPO

DETERMINACIÓN DE "N", EL NÚMERO DE FILAS

Se supone que 5 peatones caminan de frente y en una fila, cuando un grupo cruza una calzada. Por lo tanto, si el tamaño del grupo es determinado y dividido entre 5, se obtendrá el número requerido de filas "N". Para incluir la mayoría de las situaciones, se usa el 85 por ciento del tamaño del grupo.

Hay una tendencia natural de los peatones para agruparse antes de cruzar la calzada, mientras esperan una oportunidad o intervalo en la corriente de tránsito. Un observador puede contar el número de peatones que se reúne en cada uno de los grupos en un cruce bajo estudio, y anotar el tamaño en la formación de la Tabla 1-XI-7. Un simple cálculo producirá el grupo del 85 por ciento: el valor de "N" para el tamaño del grupo, se encontrará en la segunda columna. Nótese que "N" se toma como un número entero, y un peatón que sobrepase el número múltiple de 5 requerirá un tiempo extra de intervalo.

Estos recuentos de peatones deben hacerse en un día normal de clases, y durante las horas de mayor actividad de cruce en la mañana y en la tarde, de preferencia en ambos casos.

Determinación de "A"

Esta letra indica distancia en metros que hay de guarnición a guarnición, medida en el cruce bajo estudio. Si la calzada tiene una franja separadora central y si ésta es lo suficientemente ancha para que el tamaño máximo del grupo de peatones pueda pararse con seguridad, la anchura de "A" se considerará de un sólo lado, de la guarnición de la acera a la guarnición de la faja separadora central.

Esta información se deberá obtener al mismo tiempo que se hace el estudio de campo, y anotarlo en la forma de la Tabla 1-XI-7.

DETERMINACIÓN DE "D", EL TIEMPO DE DEMORA DEL PEATÓN

Esta información se desarrolla en un segundo estudio de campo, basado en los datos obtenidos del estudio del tamaño del grupo.

Antes de hacer la recopilación en el campo para determinar el tiempo de demora de los peatones, es necesario encontrar el espaciamiento mínimo (en segundos) de los intervalos en la corriente de tránsito, que permitirá a un grupo del 85 por ciento de peatones cruzar la calzada de una anchura especificada. Este intervalo mínimo en la corriente del tránsito se concuerda con el nombre de intervalo de tiempo adecuado. "G", que incluye el tiempo de percepción - reacción y el tiempo necesario para cruzar la calzada caminando, sin llegar a tener conflicto con los vehículos que pasan.

El intervalo de tiempo adecuado puede seleccionarse de acuerdo a la Tabla 1-XI-7 o puede ser calculado usando la siguiente ecuación:

$$G = \frac{A}{1.0675} + 3 + 2(N-1)$$

En donde "G" corresponde al intervalo de tiempo adecuado en segundos, y "A" y "N" son los determinados en el estudio de tamaño del grupo. La cifra 1.0675, corresponde a la velocidad, en metros por segundo, que alcanza caminando una fila de peatones. A continuación, se encuentra el tiempo de percepción - reacción; es decir, el número de segundos que

tarda un niño en ver a ambos lados , tomar una decisión y comenzar a cruzar la calle. Este tiempo se estima que es de 3 segundos.

La otra parte de la fórmula, $+2+(N-1)$ es el tiempo de despeje de los peatones, es decir, el tiempo adicional necesario para despejar grandes grupos de niños de la calzada o vía que cruzan. Se supone que los niños cruzan la calzada en filas de 5 con 2 segundos de tiempo de intervalo entre fila y fila. El intervalo de tiempo de despeje es igual a $2(N-1)$ en donde N es el número de filas, 1 representa a la primera fila y 2 es el intervalo de tiempo entre las filas.

ESTUDIO DE CAMPO PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DEMORA DE LOS PEATONES "D"

Después de que se ha seleccionado el intervalo de tiempo adecuado, se puede llevar a cabo el estudio de campo para determinar el tiempo efectivo de demora de los peatones, causado por el tránsito que pasa. Realmente este estudio mide los intervalos en segundos que ofrecen los pelotones de vehículos que pasan. Estos intervalos o aberturas de la corriente de tránsito, cuando son iguales o más grandes que el intervalo de tiempo adecuado, son los periodos durante los cuales los niños deben cruzar la calzada o el camino. Los lapsos de tiempo entre estas aberturas son los periodos de demora, la suma de los cuales es el tiempo efectivo de demora de los peatones.

Puede usarse cualquiera de los métodos siguientes para determinar la aberturas o intervalos en la corriente de tránsito. Si toda la calzada o camino debe ser cruzado por los peatones una vez que dejen la guarnición, debe considerarse la corriente del tránsito en todos los carriles, sin tomar en cuenta la dirección.

1. Método de Registro Gráfico

Puede usarse un registrador gráfico similar al "Esterline - Angus". La pluma del registrador puede ser actuado por un medidor de velocidad de radar, apuntando hacia el tránsito que pasa, o con un arreglo operado manualmente con un botón de presión. Los vehículos que pasan se registran en una cinta de la grabadora como series de puntas agudas. Los intervalos de la corriente del tránsito se miden en segundos de tiempo, de

una a otra punta aguda de la gráfica. El tiempo total de todos los intervalos (t) que son iguales o mayores que el intervalo de tiempo adecuado (G) tiempo total del estudio, se usan para el análisis del cruce.

Para completar el estudio se sugiere usar la forma de la Tabla 3-XI-7, para marcar los resultados.

2. Método Metrónomo

Este método hace uso de un metrónomo eléctrico o mecánico, el cual marca el tiempo con un "clic" sonoro.

El metrónomo eléctrico, que generalmente puede construirse en el taller de semáforos, puede adaptarse a la batería del automóvil con un convertidor de corriente. Los intervalos de tiempo adecuado se miden por oído y por la visión. El instrumento se prepara para que cada segundo suene el "clic".

El observador de campo cuenta el número de "clics" entre los pelotones de vehículos que pasan. De esta manera, la duración de los intervalos que son iguales o mayores que el intervalo de tiempo adecuado (G), es medido y registrado. Los intervalos menores son descartados. La forma de campo para registrar los datos se presenta en la Tabla 3-XI-7. El tiempo total que dure la recopilación de datos en el campo también se registra. Este método del metrónomo para el estudio de campo se recomienda debido a su simplicidad, al bajo costo del equipo y al menor número de personas requerido.

El estudio de campo debe llevarse a cabo antes de la hora de entrada y después de la hora de salida, pues éste es el tiempo en que los niños usan el cruce escolar, de tal manera que no afectan el patrón de tránsito vehicular. Deben hacerse cuando menos dos estudios, uno en la mañana y otro en la tarde en el día de la semana de mayor demanda de tránsito. Para verificar los resultados, se deberán llevar a cabo estudios adicionales en otros días de la semana.

CÁLCULO DEL TIEMPO DE LA DEMORA ACTUAL.

Una vez finalizado el estudio de campo, se calcula el porcentaje de demora actual de los peatones, de acuerdo a la siguiente ecuación:

Tiempo de demora actual = D en %

$$D = \frac{T - Et}{T} \times 100$$

en donde "T" indica el tiempo de duración del estudio en segundos, y "t" la suma de todos los intervalos en los que los peatones pudieron cruzar, cifra que se obtiene sumando duración en segundos de cada intervalo igual o mayor que el intervalo de tiempo adecuado (G).

ESTUDIO DEL TAMAÑO DEL GRUPO DE PEATONES					
fecha: marzo 7 de 1985		hora: de 7.0 AM		a 8.0 AM	
lugar: Xicoténcatl - Corina, Coyoacán					
calle que cruzan: Corina					
anchura de la guarnición:		"A" 12.20m			
separador central				NO	
anchura de isleta: no hay					
tamaño grupo	Nº filas (N)	número grupos		acumulado	calculados
		parcial	total		
45 - 50	10				Este número incluye el corte para el tamaño del grupo de 15 por ciento o lo tanto N = 6
41 - 45	9				
36 - 40	8		1	1	
31 - 35	7		3	4	
26 - 30	6		7	11	
21 - 25	5		13	24	
16 - 20	4		18	42	
11 - 15	3		12	54	
6 - 10	2		5	59	
5 o menos	1		1	60	
			60	X.15=9	N=6

Tabla 1.XI.7. Forma empleada para el cálculo de "N", el número de filas

TABLA PARA DETERMINAR LOS TIEMPOS DE INTERVALOS ADECUADOS EN SEGUNDOS "C"

Anchura de la calle o vía en m "A"	número de filas "N"									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5-6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
6-7	9	11	13	15	17	19	21	23	25	27
7-8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
8-9	11	13	15	17	19	21	23	25	27	29
9-10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
10-11	13	15	17	19	21	23	25	27	29	31
11-12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32
12-13	15	17	19	21	23	25	27	29	31	33
13-14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34
14-15	17	19	21	23	25	27	29	31	33	35
15-16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
16-17	19	21	23	25	27	29	31	33	35	37
17-18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
20-21	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
23-24	25	27	29	31	33	35	37	39	41	43

(Nota: los decimales han sido ajustados)

FORMA DE CAMPO PARA ESTUDIO DEL TIEMPO DE DEMORA DE LOS PEATONES

fecha: 9/III/85		ubicación: Xicotécatl - Corina		
calle que caminan: Corina				
hora de comienzo (al minuto) 7:57 am				
hora de fin del estudio (al minuto) 8:02 am				
tiempo total del estudio (minuto) 55				
número de filas - "N" 6		intervalo de tiempo adecuado		
calle o camino con "A" 12.2 m		G= 24 segs.		
long. de intervalo	nº de intervalos	total	X por long.	cálculos
19	Descartar del estudio los intervalos menores de 24 segs.			
20				
21				
22				
23				
24	I	1	24	T= tiempo total del estudio X 60 T= 55 X 60 T= 3300 segs. $D = \frac{T-t}{T} \cdot 100$ $D = \frac{3300-990}{3300} \cdot 100$ D= 70
25	IIII	4	100	
26	III	3	78	
27	II	2	54	
28	I	1	28	
29	III	3	87	
30	IIII	5	150	
31	II	2	62	
32	IIII	4	128	
33		0		
34	III	3	102	
35	IIII	4	140	
36		0		
37	I	1	37	
38				
39				
40				
41				
42				
			-990 segs	D= 70
t= (tiempo total de los intervalos iguales o mayores que "G")				

ANÁLISIS DE CRUCES ESCOLARES EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

En la planificación de las rutas escolares, pueden haber ciertos cruces en intersecciones semaforizadas, complicadas y congestionadas, en donde existen fuertes movimientos de vuelta que crean confusión y peligro, particularmente para los niños. En estos casos, puede ser necesario aplicar controles especiales del tipo anotados en el inciso 11.4, para ayudar a los niños.

El peligro es creado cuando los vehículos, al dar vuelta a la derecha o a la izquierda atraviesan el paso de peatones mientras lo están usando los niños, es decir, los movimientos de los vehículos de vuelta izquierda y derecha, se realizan con el mismo intervalo de verde al mismo tiempo que lo usan los niños. Este peligro se determinará midiendo en la corriente de tránsito que da vuelta cruzando el paso de peatones, los intervalos que son iguales o mayores al intervalo de tiempo adecuado (G).

Debe considerarse entonces, que la anchura de la calle (A) o camino es igual a su mitad (de guarnición a guarnición), ya que los niños están protegidos en la otra mitad por los vehículos esperando la luz verde del semáforo en el cruce de la calle. Excepto por una consideración que hará más adelante, la necesidad de un control adicional es calculada en la misma manera y con las mismas ecuaciones usadas previamente.

La información adicional que se debe considerar es el tiempo de ciclo de los semáforos para el control de tránsito. El tiempo de ciclo es el factor "C" en la siguiente ecuación para la familia de líneas que aparecen en la gráfica 11.2.

$$D_a = \frac{C - G}{C} 100$$

en donde:

D_a = Tiempo de demora admisible de los peatones (en %)

C = tiempo de ciclo

G = Intervalo de tiempo adecuado

Ya que:

$$G = \frac{A}{1.0675} + 3 + (N-1) 2$$

la ecuación puede escribirse:

$$Da = 1 - \frac{\frac{A}{1.0675} + 3 + (N-1) 2}{C} \cdot 100$$

"Da": Por definición, es el tiempo de demora máximo aceptable para los peatones, equivale al intervalo del verde y amarillo de los vehículos de un semáforo de tránsito hipotético

"G": Indica el intervalo de tiempo adecuado de verde y amarillo para la fase correspondiente a los peatones.

"C" Simboliza el tiempo de ciclo correspondiente al semáforo hipotético.

El tiempo de demora aceptable se encuentra restando el intervalo de tiempo adecuado (G) del tiempo de ciclo (C).

En el desarrollo de la gráfica de la figura 11.2 "C" se supone que es de 60 segs., de acuerdo con la suposición 2, al principio del inciso 11.4. En una intersección semaforizada, si "C" no es igual a 60 segs., será necesario calcular Da, usando la ecuación anotada arriba.

Para determinar si necesita o no una forma de protección especial o control, la Da calculada se compara con D, el tiempo de demora actual en porcentaje, como se encontró en el estudio de campo. Si D es menor que Da, no se necesitan tomar nuevas medidas de control o protección. Por el contrario, si D es mayor que Da, una o más de las medidas anotadas en el inciso 11.5, pueden ser apropiadas.

Nótese que en los casos en que D sea mayor que Da, la diferencia puede usarse para establecer prioridades para emprender la instalación de controles, a lo largo de varios lugares

DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

Acotamiento. Faja comprendida entre la orilla de la carpeta y la de la corona de un camino, que sirve para dar más seguridad al tránsito y para estacionamiento eventual de vehículos.

Acera. Faja a nivel superior a la superficie de rodamiento, destinada a la circulación de peatones.

Camellón. Lomo continuo de materiales destinados a la construcción o conservación de una obra vial, colocada temporalmente a lo largo de un tramo.

Cruce de peatones.

A) Es la parte de la superficie de rodamiento, marcada o no, destinada al paso de peatones.

En intersecciones urbanas, cuando no están marcadas, es prolongación de la acera.

B) El paso a desnivel que permite el cruce de peatones.

Faja separadora. Faja de ancho variable, a partir del mínimo constituido por una simple guarnición realzada sobre el nivel del pavimento o una simple doble raya amarilla y que cuando está limitada por guarniciones, su superficie superior puede tener diversos acabados; se construye en el centro y/o a los lados de la vía principal de circulación, para separar el tránsito que circula en sentido opuesto o en el mismo sentido.

Fase para peatones. El período de tiempo que se asigna a los peatones

Intervalo de despeje para peatones. El lapso de la indicación de ALTO para peatones, siguiente al intervalo de PASE, antes de que los vehículos que circulan en dirección transversal reciban la indicación de SIGA.

Semáforo para peatones. Es el que se usa para regular y dirigir el tránsito de peatones.

FACILIDADES Y PROTECCIÓN DE LOS CICLISTAS

- ANTECEDENTES
- VENTAJAS
- CICLOPISTAS Y SU PROCESO DE PLANEACIÓN
- ESTACIONAMIENTO
- REGLAS DE SEGURIDAD

FACILIDADES Y PROTECCIÓN DE LOS CICLISTAS

No por ser su importancia menor que la de los peatones, deben olvidarse las facilidades que los usuarios de bicicletas reclaman cada vez con mayor ímpetu, dentro del ambiente urbano, pues al creciente uso de la bicicleta en algunas ciudades europeas y asiáticas, se suma el redescubrimiento en las ciudades de América.

A continuación se ennumeran los puntos sobresalientes acerca de las facilidades para bicicletas en áreas urbanas.

1. A partir de 1960 ha renacido en los Estados Unidos y Canadá la afición a utilizar la bicicleta en forma cada vez más intensa.

2. Esta tendencia se ha visto impulsada por las ventajas tanto individuales como colectivas que representa el uso de la bicicleta como son:

1. Beneficia la salud.
2. Proporciona recreación.
3. Es económica y de fácil mantenimiento.
4. Requiere de poca superficie para circular y para estacionarse, evita congestionamientos.
5. No contamina el ambiente.
6. No quema energéticos no renovables.

3. Ante la creciente demanda de los usuarios de bicicletas, tanto éstos como las autoridades han tenido que poner empeño para solucionar algunos de los inconvenientes o problemas que genera su uso, como son:

1. Alto índice de accidentes.
2. Desventajosa y conflictiva mezcla con los vehículos de motor en la vía pública.
3. Desprotección ante las inclemencias del tiempo.
4. Limitación para su uso entre los 12 y los 50 años.

4. Para atender esta demanda y tratar de minimizar los conflictos, las autoridades de muchas de las ciudades norteamericanas y canadienses han incluido en su Plan director de Desarrollo Urbano, facilidades para ciclistas, para lo cual han establecido metas, objetivos y políticas, han determinado prototipos de diseños de ciclistas, contruido redes de ciclistas y complementado su acción con programas de seguridad para bicicletas.

5. Considera en términos generales como características importantes para que las ciclistas operen, las siguientes:

- a) Que unan orígenes y destinos reales
- b) Que tengan continuidad
- c) Que minimicen el número de cruces y tramos en que se comparta el derecho de vía con el tránsito motorizado
- d) Que su diseño, sección transversal, señalamiento horizontal y semaforización sean realizados por ingenieros de tránsito o especialistas tomando como base las características físicas y operacionales de la bicicleta y su conductor, así como las actitudes psíquicas de éste

6. Los especialistas están conscientes de que tan incompatible es la mezcla de la bicicleta con el tránsito motorizado como la de ésta y los peatones, de ahí que se realicen grandes esfuerzos por contar con una red de ciclistas; no obstante, son realistas en el sentido de que no van a poder confinar a las bicicletas a una red vial exclusiva y antes de que cunda la mezcla desordenada de ciclistas y vehículos por toda la ciudad, consideran más seguro establecer en ciertas calles que conecten con estaciones del Metro, zonas industriales, áreas restrictivas, etc., mediante señalamiento horizontal y vertical la protección y preferencia que el ciclista merece de los automovilistas con los que va a compartir la vía, a cambio de ello en muchas otras calles y avenidas con características adversas se prohíbe mediante señalamiento su uso para bicicletas.

7. Se están desarrollando paralelamente programas para dotar instalaciones para el estacionamiento seguro de bicicletas, a las estaciones del Metro,

escuelas, almacenes comerciales, deportivos, parques recreacionales, universidades, clubes, etc..

8. Debe sin embargo quedar muy claro que todos estos programas tienen como base el respeto que los ciudadanos confieren a las leyes y con ello a los peatones y ciclistas, fincados en una educación institucionalizada y permanente a través de las escuelas y los modernos medios de difusión y a una aplicación imperturbable de los reglamentos de tránsito.

Proceso de Planeación de Ciclistas

El proceso de planificación de ciclistas incluye el examen del estado actual tanto en el país como en otras naciones y ciudades y la planificación de metas, objetivos y conceptos.

Después el examen de criterios del Programa incluye demanda, proyecciones, inventario de oportunidades y el establecimiento de normas de diseño y posteriormente la asignación de prioridades y la formulación del Programa propiamente dicho en donde se determinen prioridades de rutas, establecimiento del Programa tentativo hasta conseguir su aprobación.

Finalmente se puede establecer el Programa Anual con el estudio de factibilidad de dirección de rutas y establecimiento de políticas, preparar presupuesto de capital anual y por último, su implementación y evaluación.

En resumen, todo plan que promueva el establecimiento de ciclistas deberá contar con una difusión precisa de metas, objetivos y políticas, los criterios de diseño óptimas, de estas vías especiales y aunado a estos tres pasos, el Programa de Seguridad para Bicicletas. Este plan deberá ser parte del Pñan Anual de Desarrollo de toda comunidad.

A continuación se describen a manera de cuadro sinóptico la metas, objetivos y políticas:

objetivos

políticas

1. Incrementar la conciencia de los conductores de automotores acerca de los ciclistas

1. Difundir la existencia del Sistema de Ciclistas y difundir los derechos de vía entre autos y bicicletas
2. Ampliar la divulgación en televisión, radio, periódicos y revistas sobre el uso, facilidades y requerimientos de seguro para las bicicletas

2. Educación a ciclistas sobre reglas de seguridad y operación adecuadas de las bicicletas

1. Incorporar aspectos de seguridad para bicicletas en diversos grados escolares
2. Patrocinar eventos educativos a ciclistas y establecer registros de licencia
3. Estimular la formación de clubes de ciclistas que promuevan la seguridad
4. Amplia difusión de las reglas de seguridad para bicicletas a niños y adultos por todos los medios de difusión

META

1. Hacer el ciclismo más seguro

3. Educar a conductores y peatones para una segura interacción con la bicicleta

1. Que se incluyan cuestiones de ciclistas en los exámenes para obtener licencia de conductores
2. Difundir las señales de ciclistas y bicicletas
3. Usar los medios para difundir entre automovilistas y peatones las reglas de seguridad

4. Actualizar las leyes con aspectos para ciclistas y hacer que se respete

1. Amplia difusión del marco normativo entre automovilistas, ciclistas y población en general
2. Vigilar que se aplique y respete la normatividad

objetivos

políticas

META

1. Hacer el ciclismo más seguro

5. Desarrollar un sistema de ciclopistas que minimice el conflicto entre ciclistas y vehículos de motor

1. Propiciar la separación físicamente
2. Estimular el uso de calles y carriles para bicicletas
3. Construir ciclopistas con el señalamiento adecuado y de ser posible con sentidos separados
4. Proporcionar mantenimiento y alumbrado
5. dotar de dispositivos de estacionamientos en estaciones del metro, y otros lugares clave

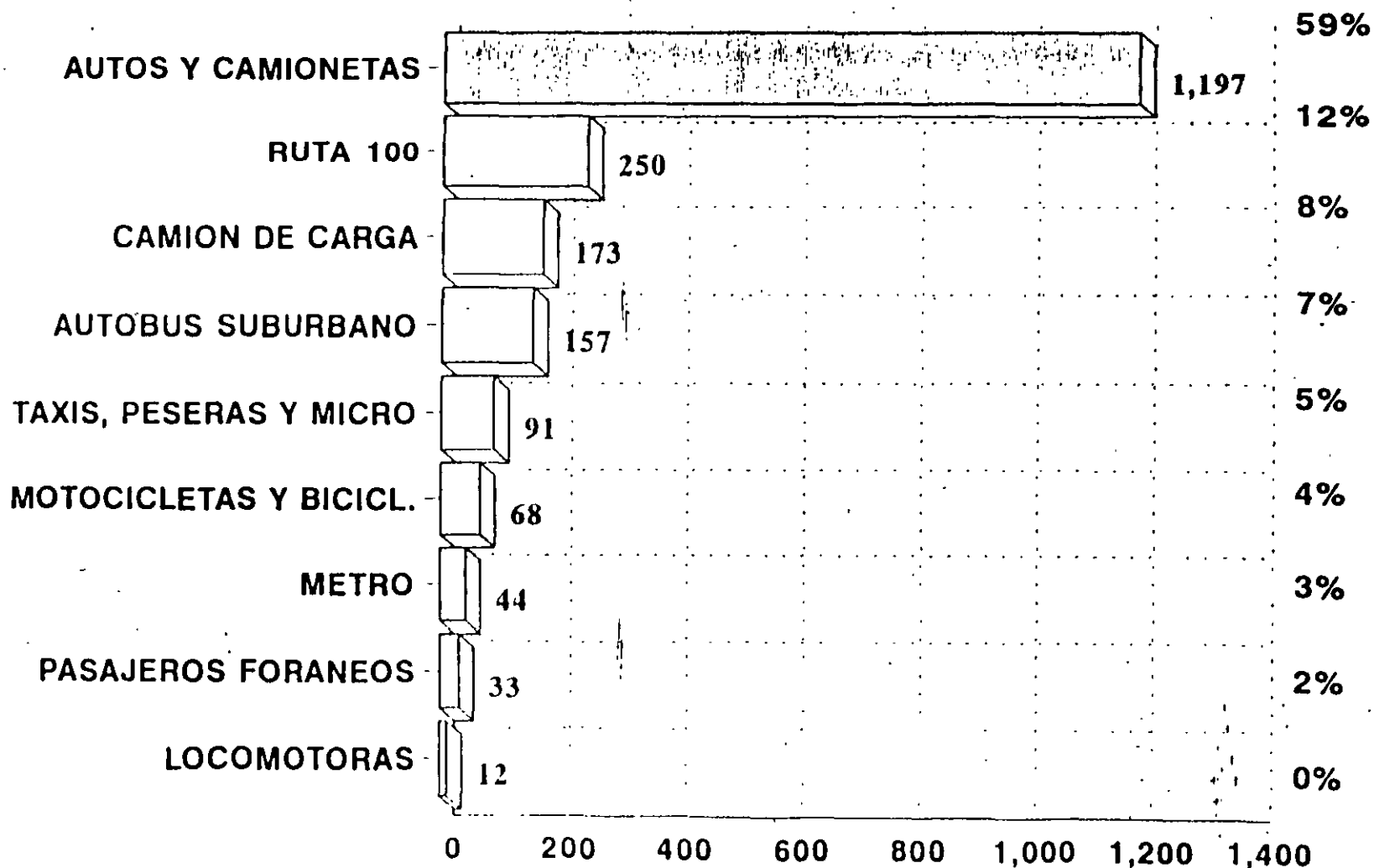
2. Estimular el uso de la bicicleta para el transporte diario


1. Que unan orígenes y destinos reales
2. Construcción de ciclopistas a lo largo de avenidas
3. Adoptar el uso de señales de tránsito para los ciclistas
4. promover la dotación de estacionamientos para bicicletas en instituciones y edificios públicos
5. Publicar un Manual del Usuario de la Bicicleta que contenga rutas, ciclopistas, reglas de seguridad, etc.

3. Aumentar el uso de la bicicleta para recreo, deporte y para condición física

1. Incluir rutas de bicicletas en todos los parques
2. Hacer rutas de bicicletas donde sea posible
3. Proporcionar áreas sombreadas en las rutas de bicicleta
4. Estacionamientos en áreas apropiadas
5. Publicar un Manual de Ciclismo Recreacional
6. Crear rutas de ciclopistas de preferencia continuas

MUERTOS EN ACCIDENTES DE TRANSITO EN EL D.F. DISTRIBUCION POR TIPO DE VEHICULO 1992





CULTURA
VIAL

No se ha seguido un proceso educativo que desde niños nos induzca a los hábitos de seguridad

Ni el sistema educativo ni nosotros como padres de familia hemos colaborado en esta importante tarea.

NORMAS DE SEGURIDAD



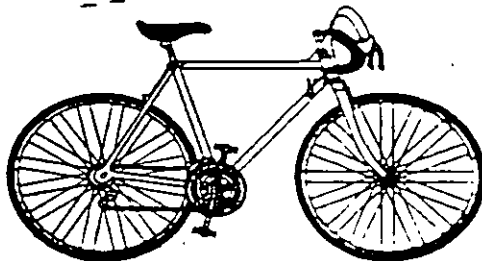
METRO

- 1.- NO JUGAR EN LOS ANDENES ESCALERAS Y OTRAS INSTALACIONES.
- 2.- NO ACERCARSE IMPRUDENTEMENTE A LA ORILLA DE LOS ANDENES.
- 3.- CUANDO SE LLEVEN NIÑOS NO SOLTARLOS POR NINGUN MOTIVO.
- 4.- VIAJAR DEBIDAMENTE AGARRADOS DE TUBOS Y PASAMANOS.
- 5.- IR SIEMPRE ALERTA EN ESCALERAS, ANDENES Y OTRAS INSTALACIONES.



TAXI

- 1.- REALIZAR EL ASCENSO Y DESCENSO SOBRE LA BANQUETA.
- 2.- CERRAR BIEN LAS PUERTAS Y COLOCARLES EL SEGURO AL ENCONTRARSE EL VEHICULO EN MOVIMIENTO.
- 3.- ABRIR LA PUERTA CON CUIDADO. SOLO POR EL LADO DE LA BANQUETA Y PREVINIENDO UN ACCIDENTE.
- 4.- CUANDO EL PASAJERO SE PERCATE DE QUE EL CONDUCTOR ESTA ALTERADO FISICA O MENTALMENTE, NO ABORDAR EL VEHICULO.



BICICLETA

- 1.- CONDUCIR POR LA EXTREMA DERECHA Y SIN ZIGZAGUEAR.
- 2.- OBEDECER EL REGLAMENTO DE TRANSITO.
- 3.- MANTENER LA BICICLETA EN BUEN ESTADO. PRINCIPALMENTE FRENOS, LLANTAS Y LUCES.
- 4.- NUNCA LLEVAR PASAJEROS EN LA BICICLETA.
- 5.- USAR CASCO PROTECTOR.

Artículo 274º. Queda prohibido a los conductores de bicicletas, motonetas o motocicletas, transitar por carriles centrales o interiores de las vías de acceso controlado y en donde así lo indique el señalamiento. Las motocicletas cuyo cilindraje sea superior a los 400 cms. Cúbicos, no estarán sujetas a esta prohibición, pero deberán transitar con las luces encendidas.

Artículo 275º. En las bicicletas que transiten fuera de ciclistas, únicamente podrá viajar su conductor, salvo en aquellas de fabricación especial para ser accionadas por más de una persona. Los coclistas deberán usar casco protector.

Artículo 276º. En las vías de circulación en las que el Gobierno establezca carriles exclusivos o adapte ciclistas, los conductores de los vehículos automotores deberán respetar el derecho de tránsito de los coclistas, dándoles paso preferencial.

277º. Los conductores de bicicletas podrán transitar por las vías públicas del Distrito Federal, salvo aquellas en que su circulación esté expresamente prohibida, debiendo mantenerse a la extrema derecha de la vía y guardando las debidas precauciones al rebasar vehículos estacionados.

278º. Los ciclistas deberán abstenerse de circular sobre las banquetas o áreas reservadas al uso exclusivo de los peatones, y no podrán llevar carga que obstruya la visibilidad requerida, dificulte la adecuada operación o constituya un riesgo para su seguridad o la de los demás usuarios de la vía.

279º. Los bicitaxis no podrán circular en las vialidades en las que circulen vehículos automotores.

IV. Entorpecer la marcha de columnas militares, escolares, desfiles cívicos, cortejos fúnebres y manifestaciones;

ESTACIONAMIENTO PARA BICICLETAS

Aunque, pareciendo mentira, existen algunos países en donde pueden dejarse en lugares públicos las bicicletas sin mayor protección y al regresar las encuentran sus propietarios, uno de los aspectos más importantes y menos resuelto para poder utilizar la bicicleta como transporte alimentador, dentro del transporte urbano es su estacionamiento seguro. En efecto, salvo los usos tradicionales de la bicicleta como son: reparto de correspondencia, reparto de medicinas y ciclismo recreacional en las que no es necesario el estacionamiento, para lograr que realmente sea útil para llegar a donde se puede abordar una unidad de transporte que nos lleve a nuestro destino, debemos tener instalaciones apropiadas para la guardia y custodia de las bicicletas.

TIPOS DE ESTACIONAMIENTOS.

A.- DENTRO DE ESTACIONAMIENTOS PARA VEHÍCULOS.- Es frecuente que dentro de las instalaciones de un estacionamiento para automóviles se vaya dejando espacios para guardar bicicletas, que van desde la segregación de uno o más cajones para vehículos, hasta la construcción y equipamiento de apartados.

B.- ÁREAS DE ESTACIONAMIENTO EN TERMINALES.- Son instalaciones generalmente ubicadas dentro de terminales del Metro, Autobuses, etc. en las que se colocan las bicicletas y se aseguran para que su propietario pueda abordar otro modo de transporte y a su regreso la tome para llegar a su hogar.

C.- IMPLEMENTOS PARA ESTACIONAMIENTO.- Estos se ubican en pequeños locales como los dedicados a misceláneas, cerca de estacionamientos del Metro, Rutas de autobuses, etc. en las que existen pequeños accesorios para dejar en forma segura las bicicletas.

ACCESORIOS

GANCHO

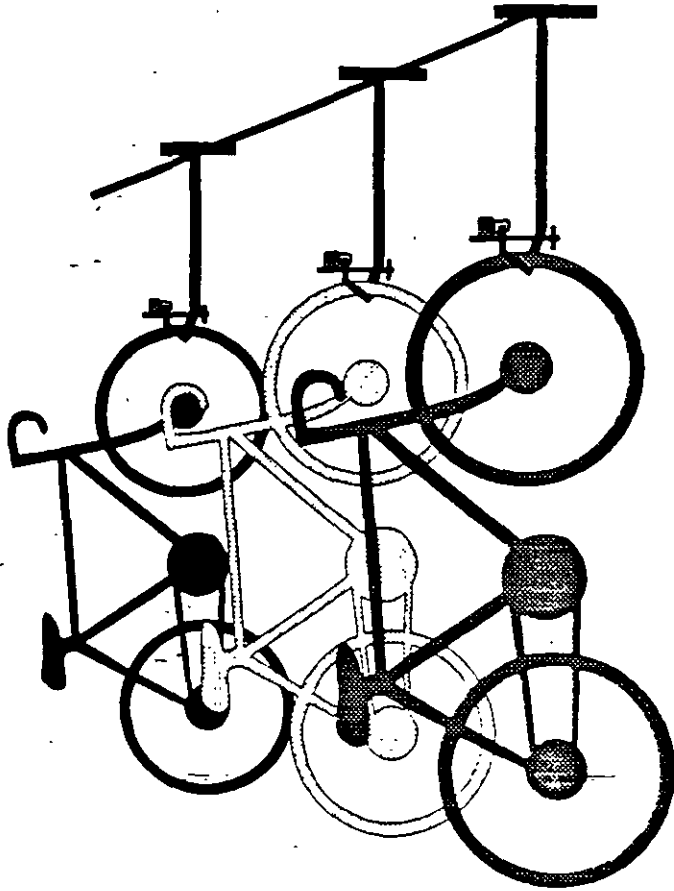
Normalmente de alambre, asegurando del techo y en el cual se asienta la llanta de la bicicleta y se asegura generalmente con candado o seguro con llave.

REJA GUARDA BICICLETAS

Son estructuras metálicas en forma de rejillas, hechas generalmente con ángulos metálicos soldados, anclados al piso y pared con separadores pares contiguos donde cabe una rueda y que cuentan con cadena soldada. El propietario solo lleva un candado para asegurarlo.

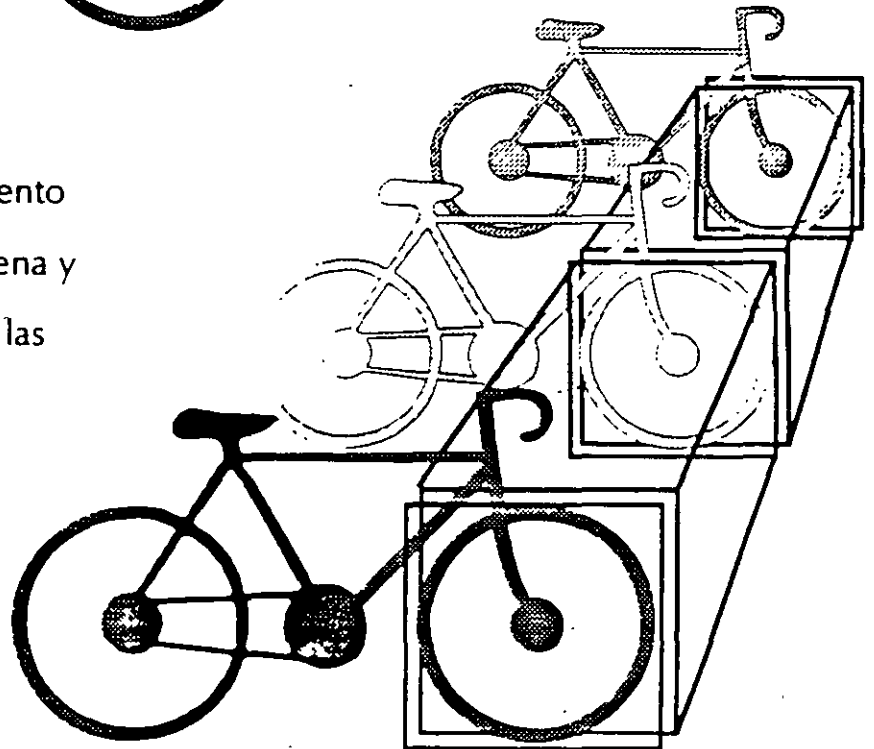
Estos accesorios se utilizan mucho en fabricas, Tiendas de autoservicio etc. normalmente no cobran por hacer uso de ellas. En las fotografías se pueden apreciar diversos diseños de ambas, accesorios e instalaciones.

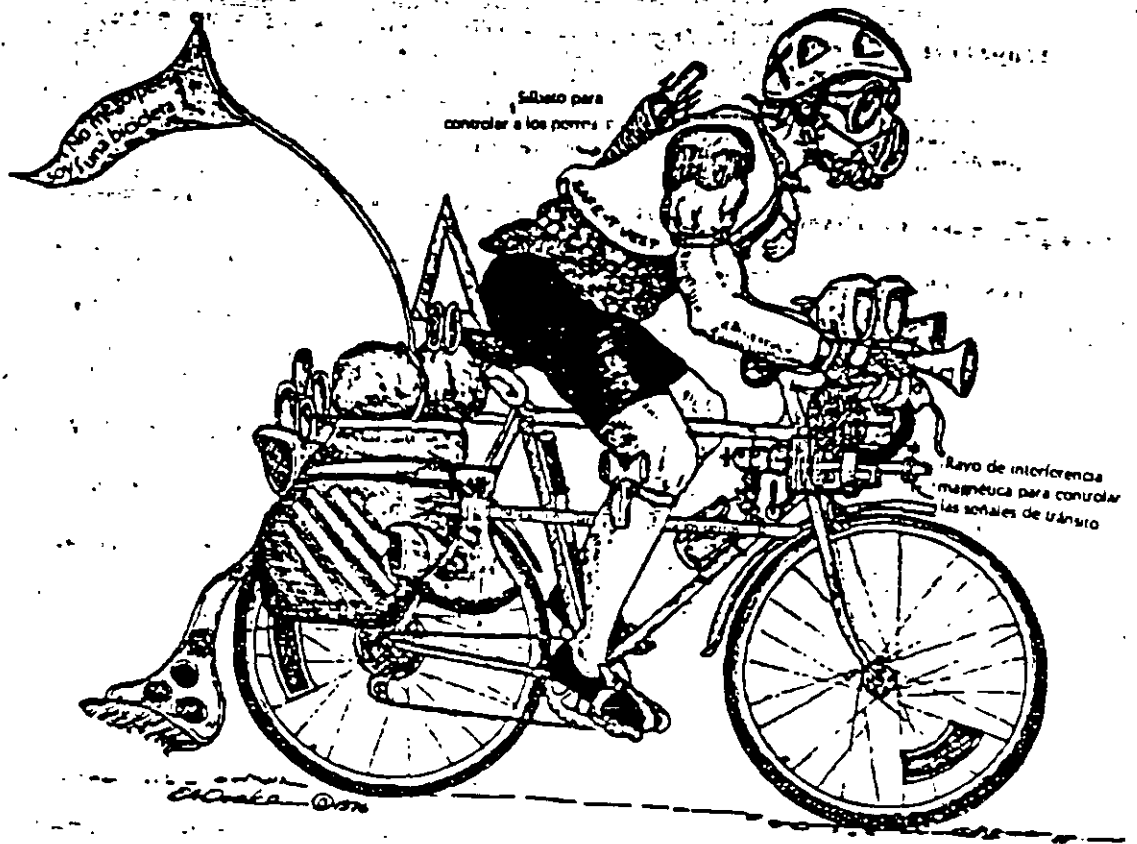
ESTACIONAMIENTO DE BICICLETAS



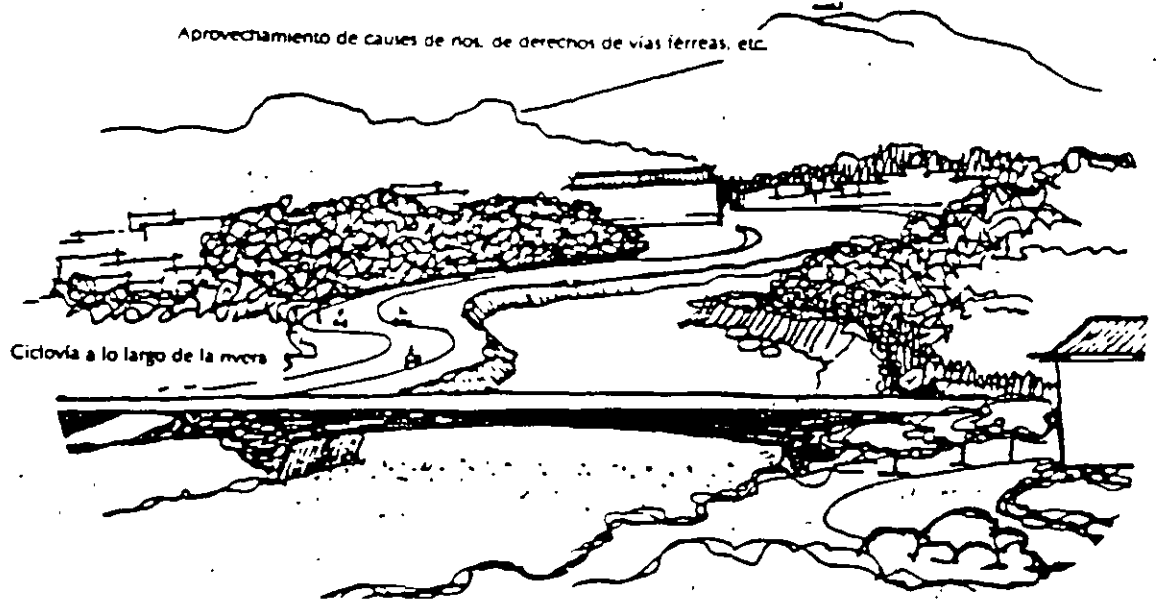
Ganchos para colgar bicicletas,
asegurándose con candado.

Rejillas para estacionamiento
en las que se coloca cadena y
candado para asegurar a las
bicicletas





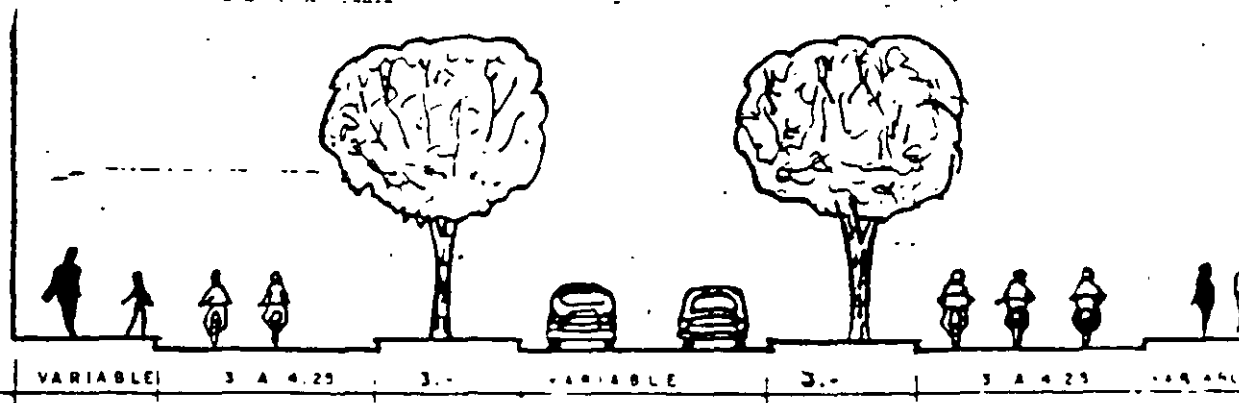
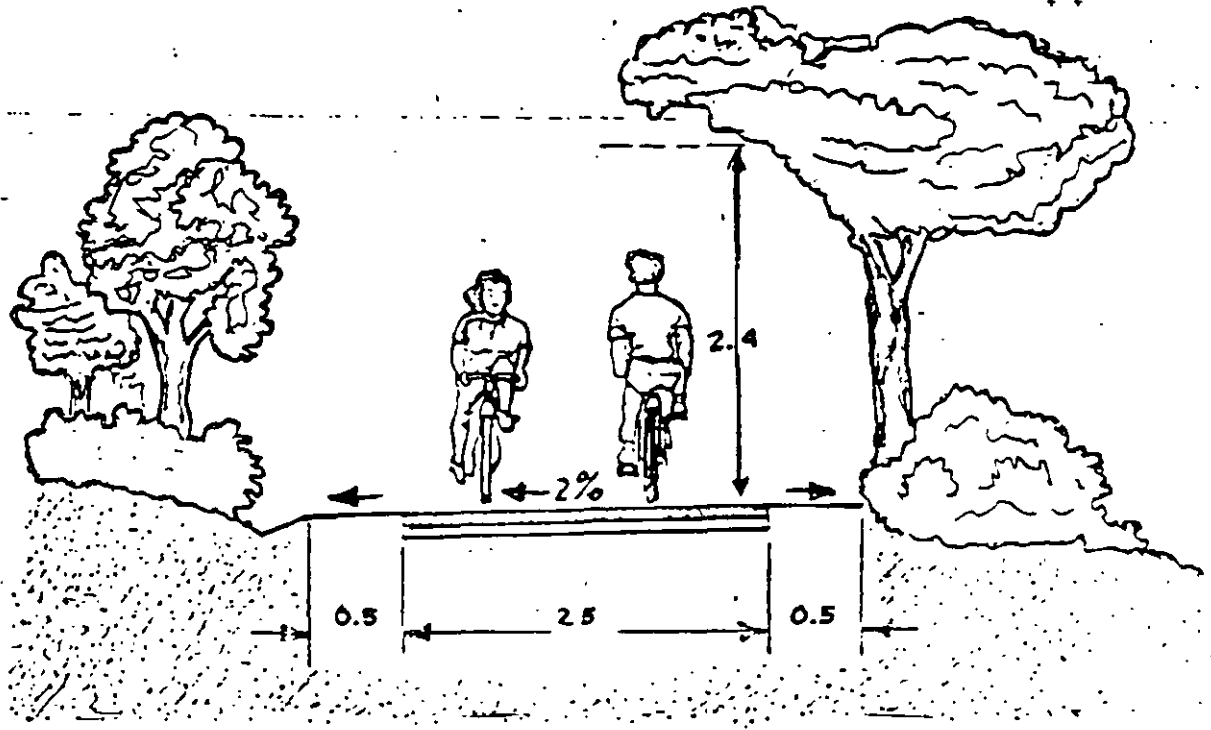
Aprovechamiento de cauces de nos. de derechos de vías férreas, etc.

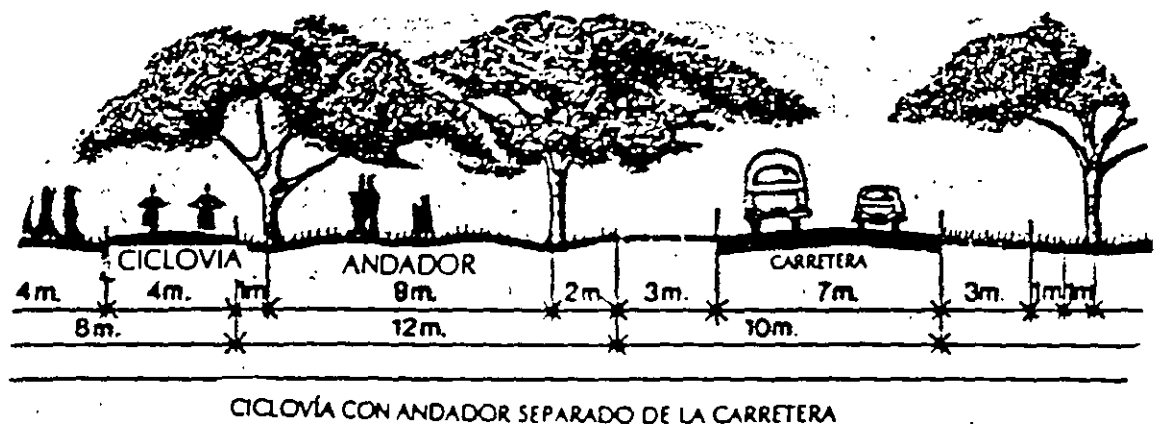
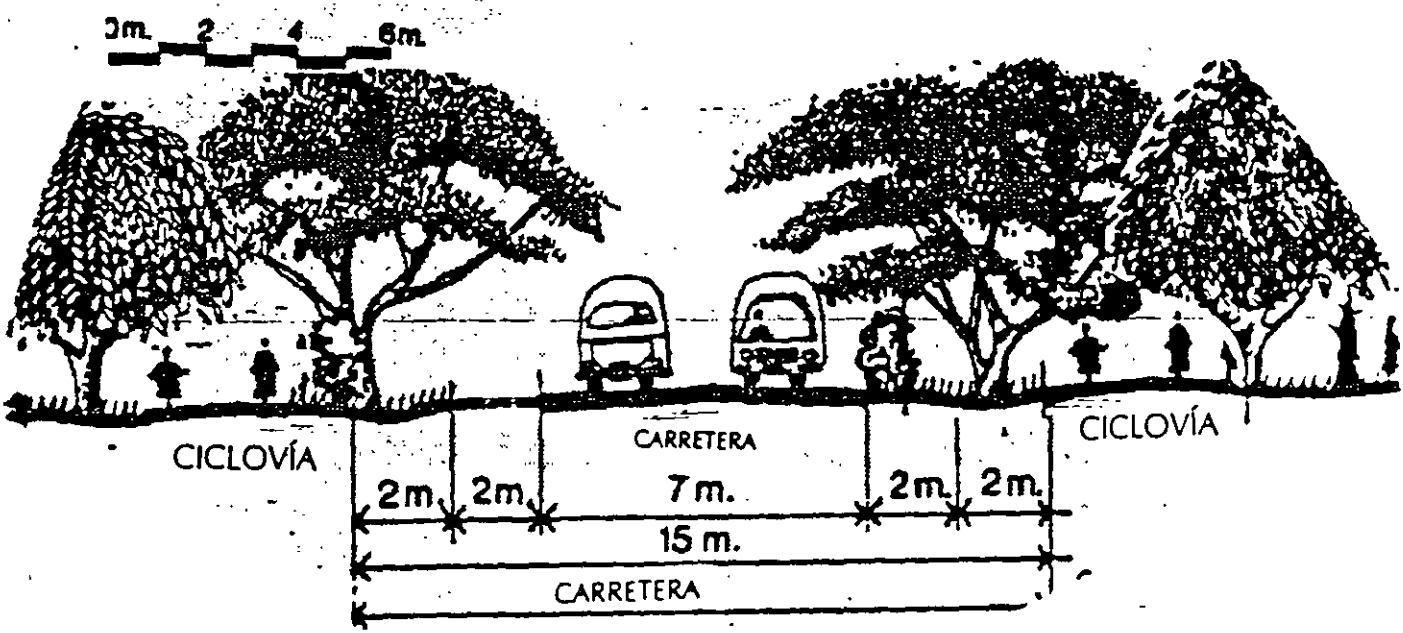
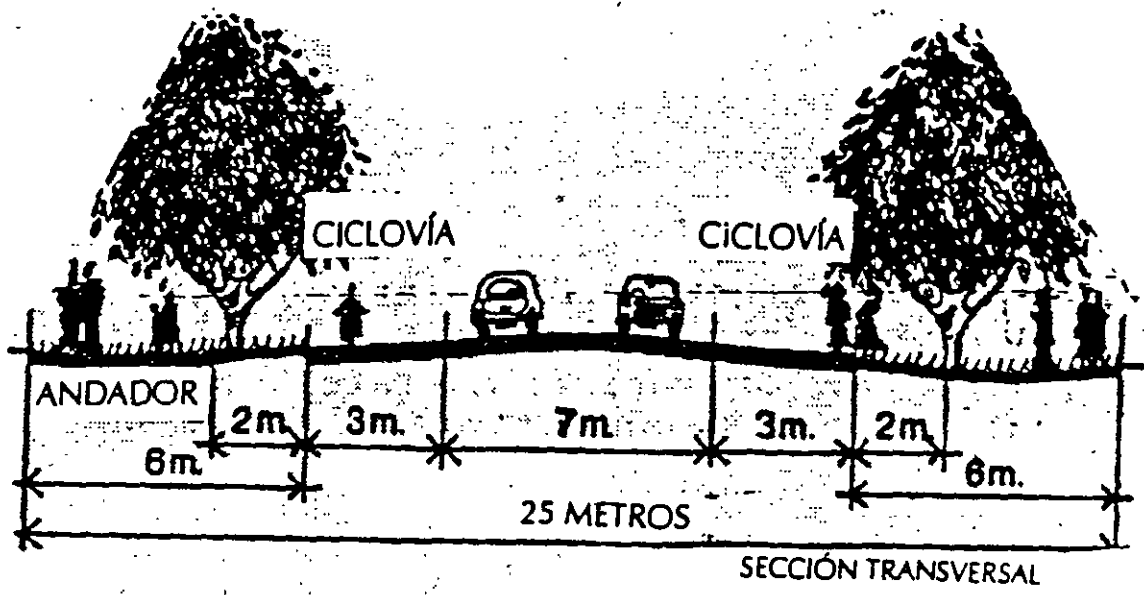


Condiciones	Velocidad de proyecto (km/h)	Radio de curva mínima (m) (1)	Distancia de visibilidad de parada (m)
En áreas urbanas doble sentido de circulación, sin separador.	15 - 25	5 - 10	15 - 25
En áreas urbanas, separadas las calzadas y en zonas suburbanas con terreno a nivel u ondulado.	30	20	35
Con pendientes pronunciadas.	50	40	60

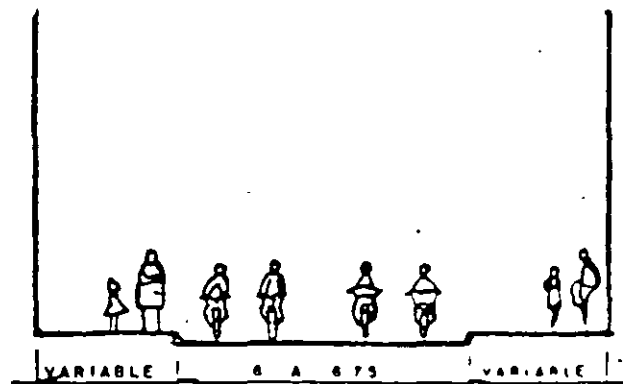
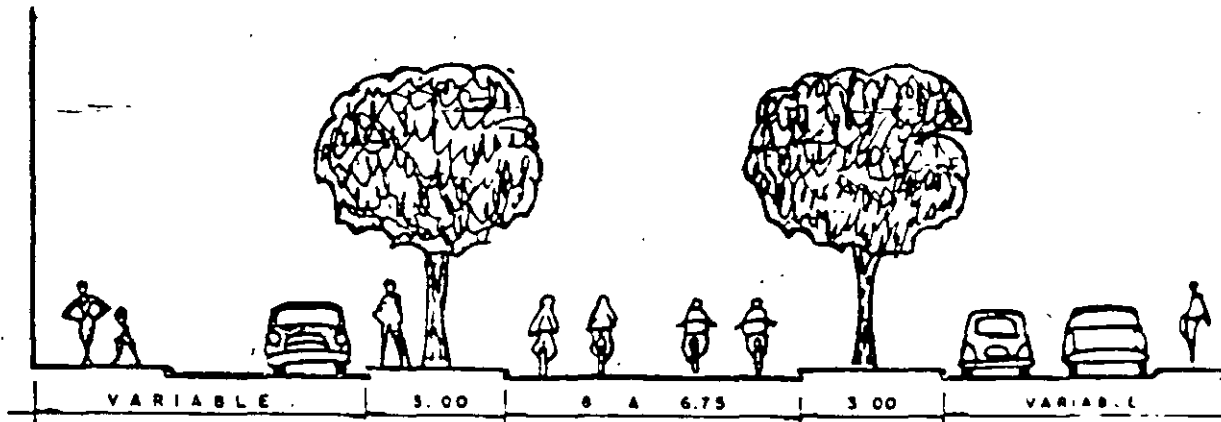
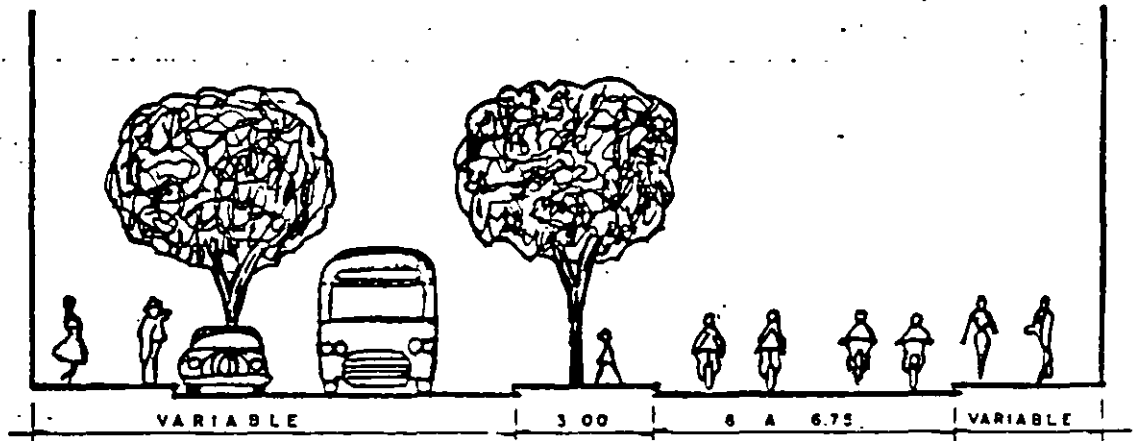
(1) El radio está calculado con una sobreelevación de 0.02 m/m. El radio mínimo puede ser reducido aproximadamente 2% por cada 0.01 m/m de incremento en la sobreelevación, siendo la sobreelevación máxima de 0.05 m/m. Es recomendable que en las curvas con radios menores de 30 m se considere un sobreelevación a la calzada de 0.30 m en el lado interior, por cada 15° del ángulo central, siendo el sobreelevación máximo de 1.20 m.

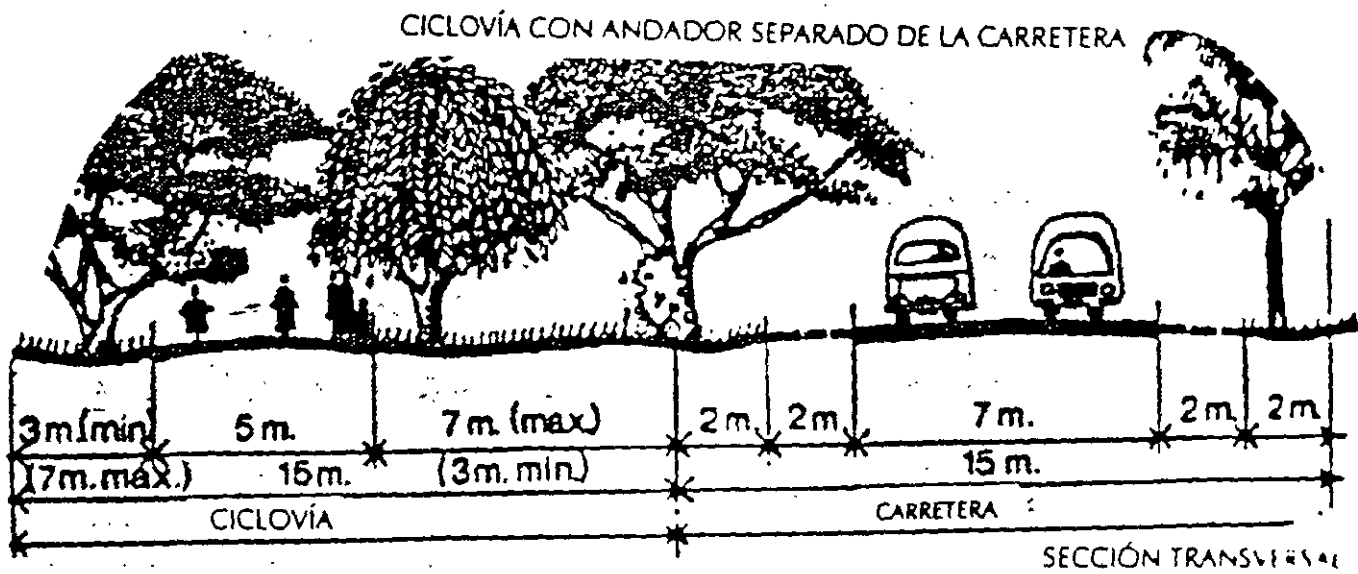
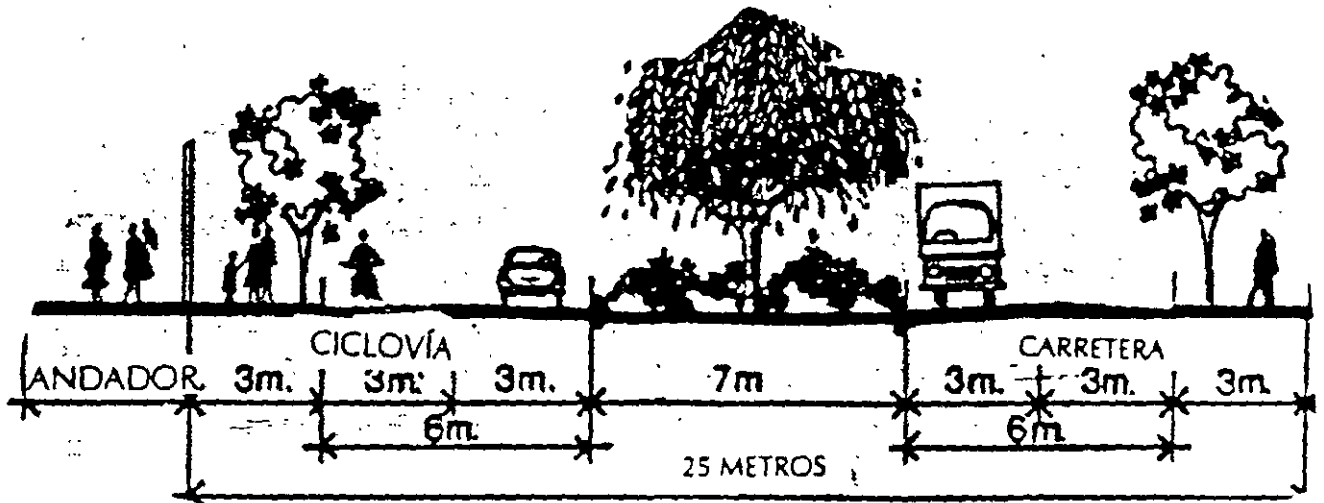
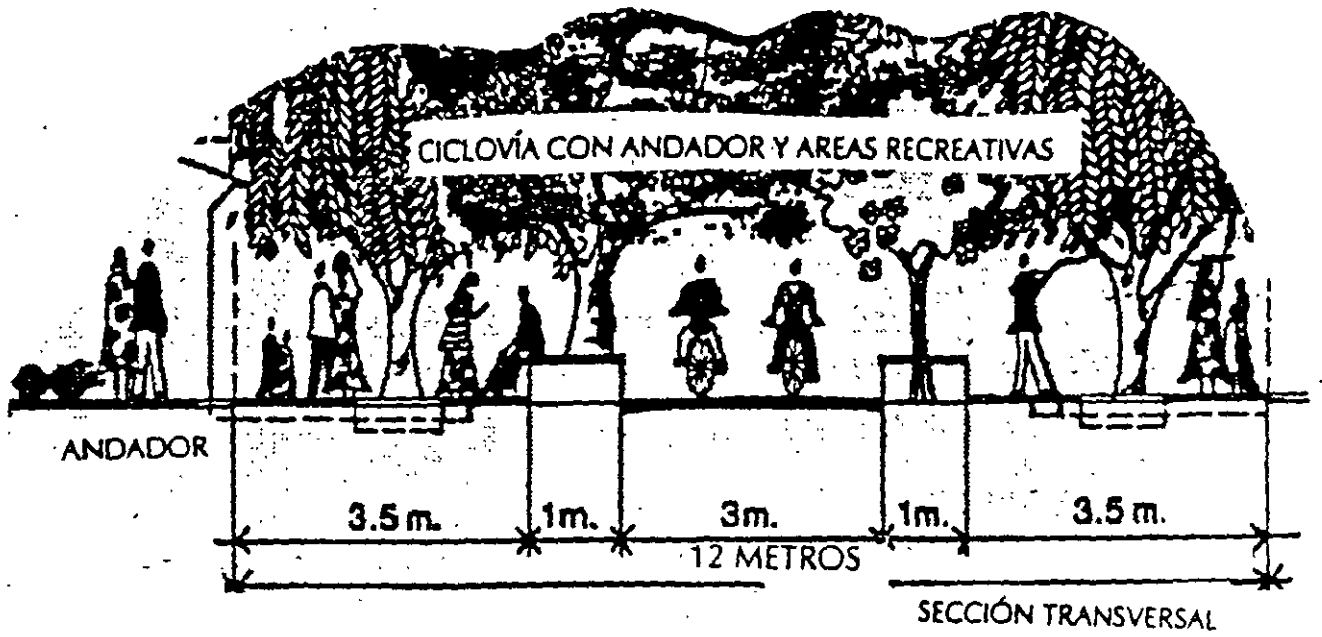
PROYECTO DE CICLOPISTAS

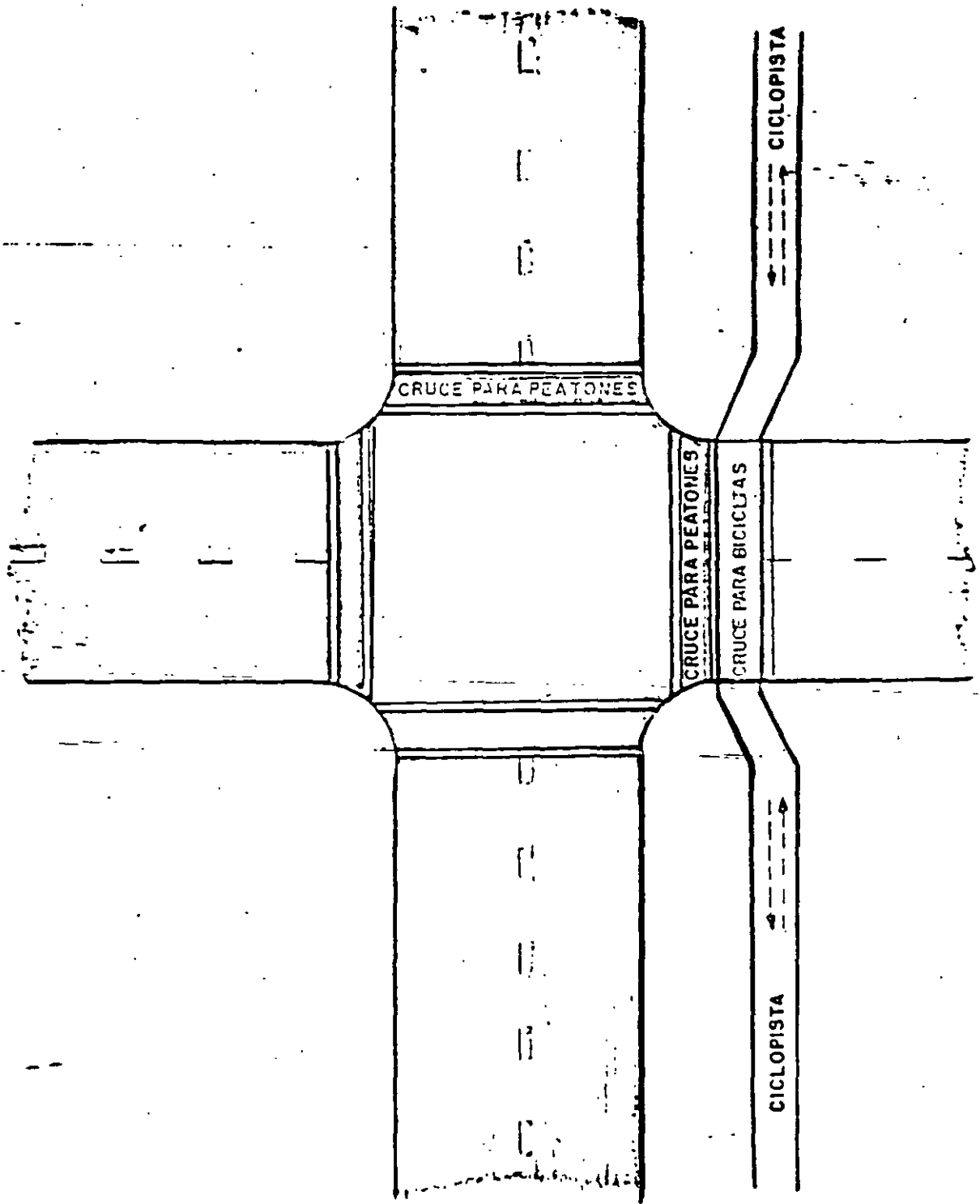




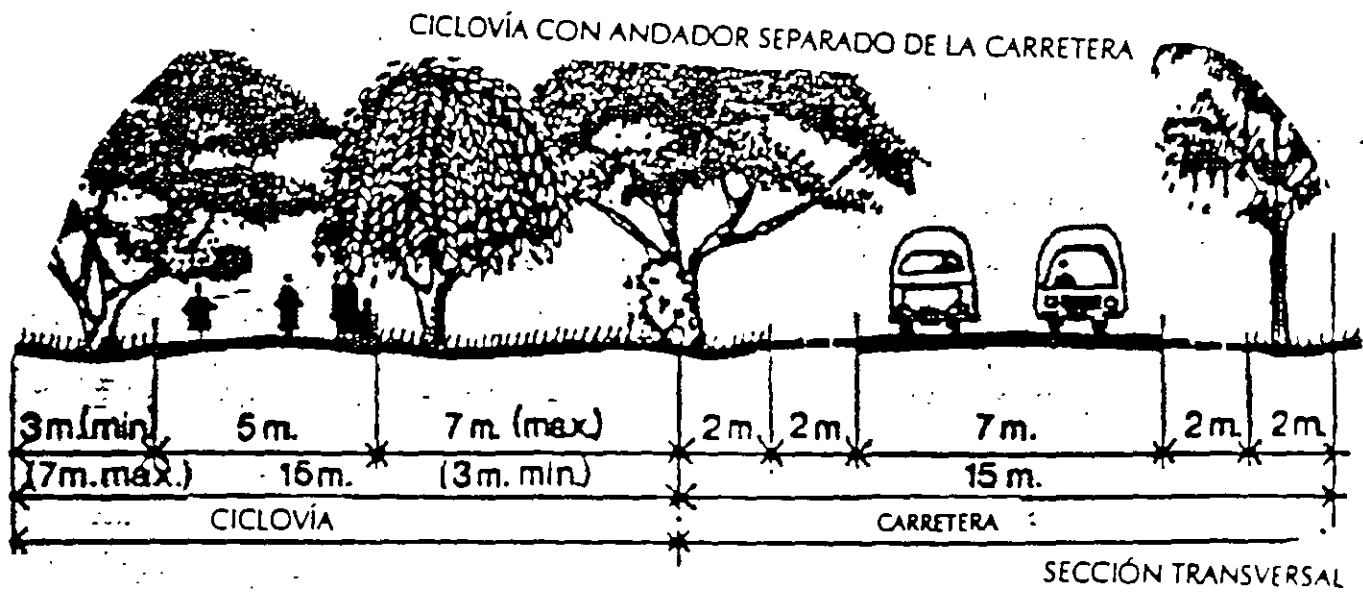
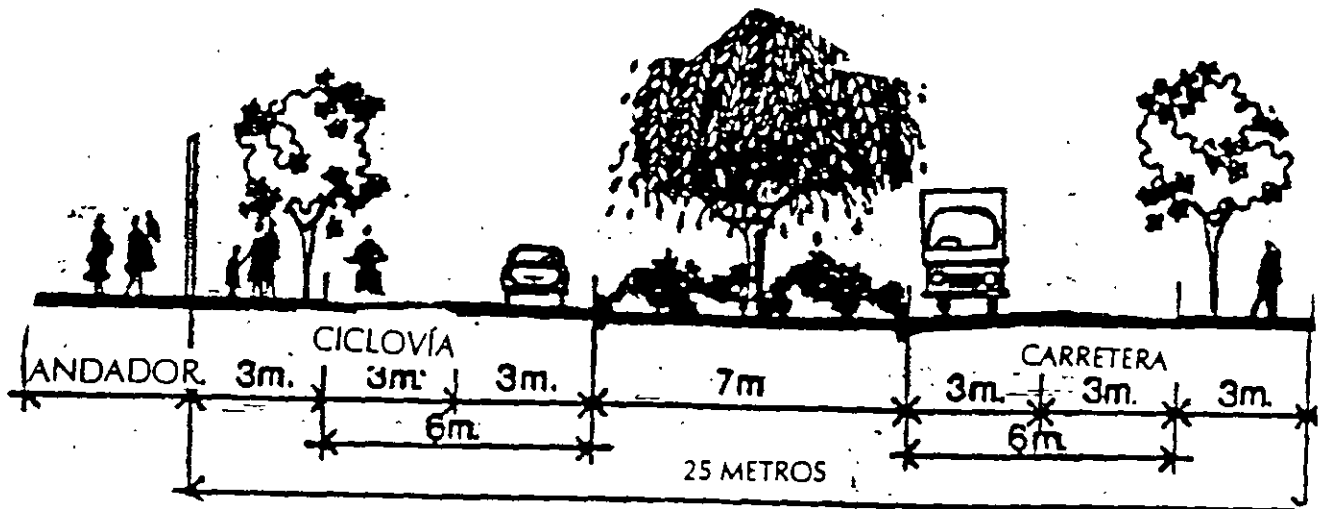
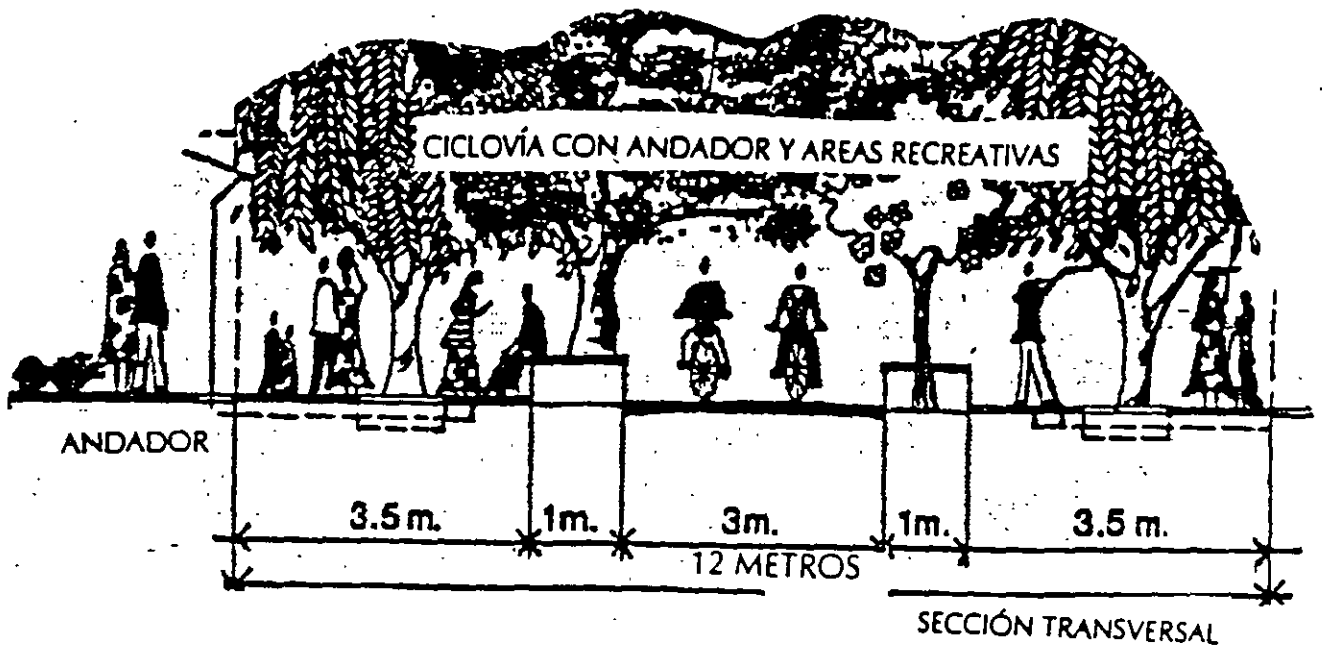
PROYECTO DE CICLOPISTAS



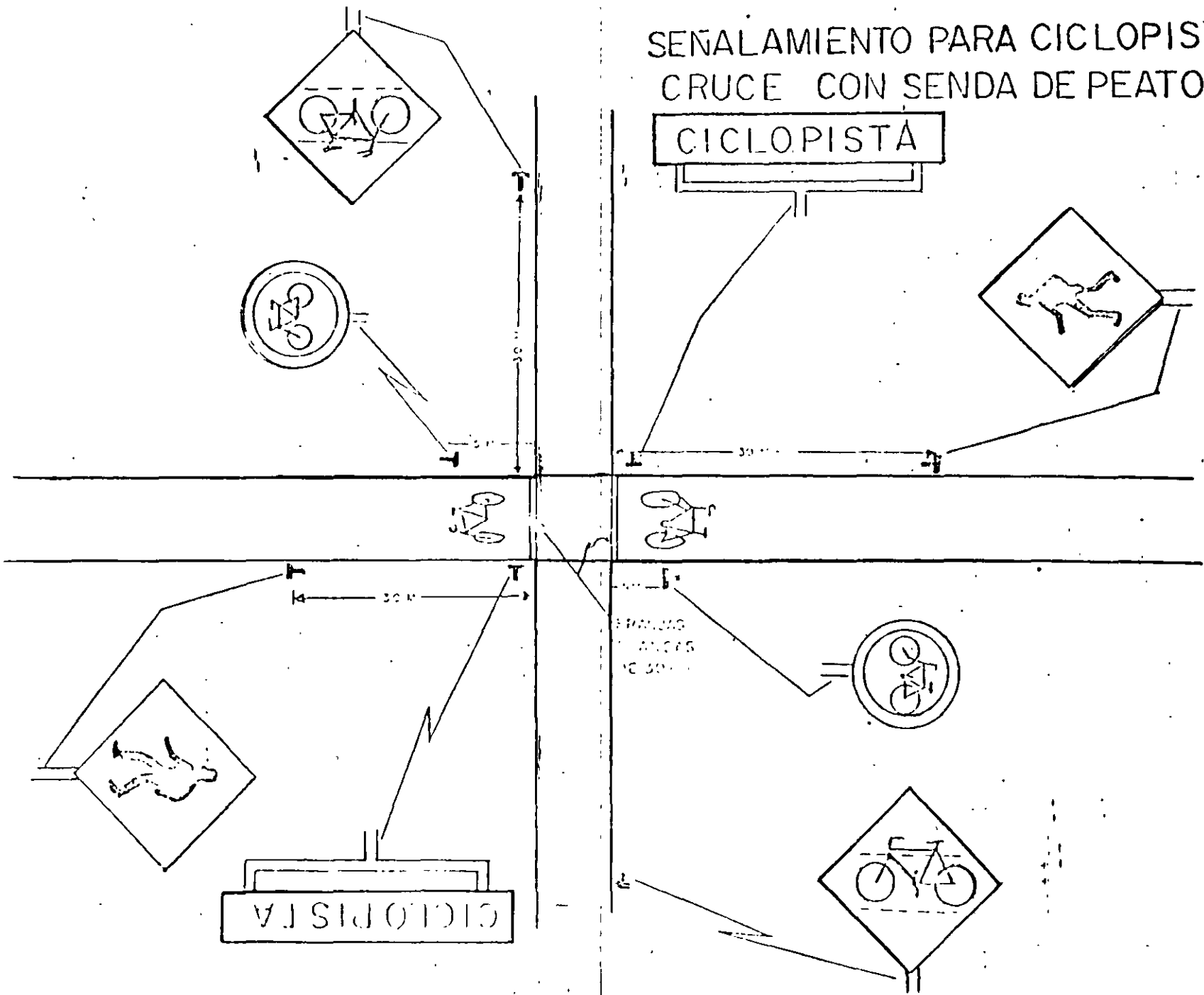


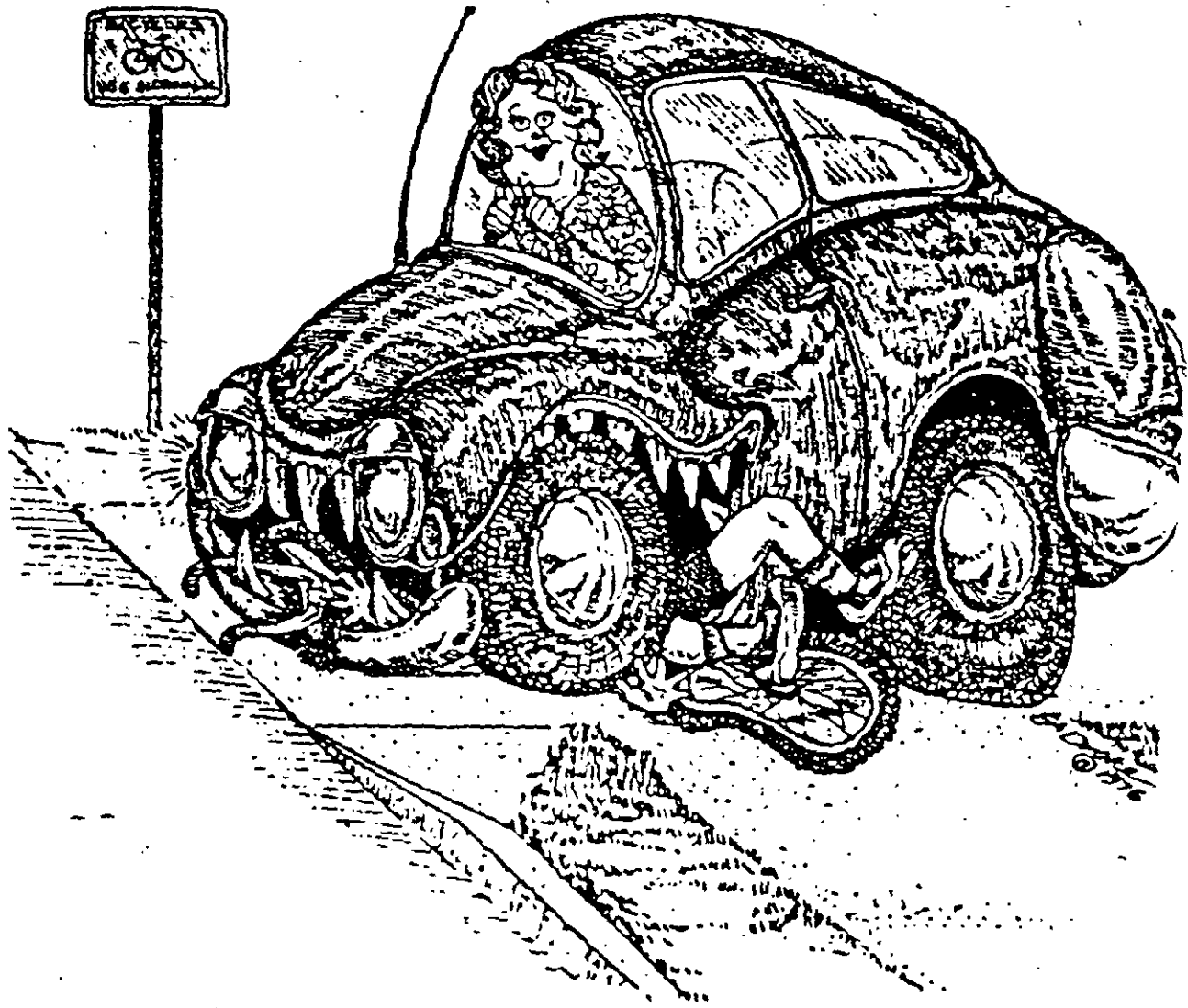


DISPOSICION DE LA CICLOPISTA EN UN CRUCERO



SEÑALAMIENTO PARA CICLOPISTAS CRUCE CON SENDA DE PEATONES





REGLAS DE SEGURIDAD PARA EL CICLISTA

1. Maneje siempre con tránsito (en el lado de la mano derecha del camino)
2. Maneje siempre en línea recta
3. Obedezca todas las señales de tránsito
4. Maneje en fila sencilla cuando vaya con un grupo
5. No maneje doble (no ponga a nadie en la parte delantera de la bicicleta)
6. Nunca cargue paquetes que sean muy altos para su canasta, en sus manos
7. Equipe su bicicleta con una campana o una bocina
8. Siempre haga señales antes de dar vuelta
9. Nunca amarre su bicicleta a un carro o lo siga muy de cerca
10. Su bicicleta debe tener una luz blanca al frente y una luz roja atrás (los reflectores en los pedales son una buena idea). El reflector trasero debe ser visible cuando menos 30 pies atrás
11. Camine o lleve a pie su bicicleta a través de las calles congestionadas
12. Para dar vuelta a la izquierda (en las calles de cuatro carriles, dos sentidos de calles, calles de dos sentidos con semáforos)
 - camine y no maneje al atravesar
 - pare en luz roja
 - atraviese con la luz verde(en las calles de cuatro carriles, dos sentidos, dentro de cuatro carriles con dos sentidos con señal de alto)
13. No haga proezas o exhibiciones en su bicicleta

14. Estacione su bicicleta de modo que no estorbe en el camino

15. Sea cortés, ceda el paso a los peatones

16. Camine despacio y mire a todos lados antes de cruzar cualquier intersección

17. Donde haya una ciclopista, úsela

18. Use una bicicleta que se ajuste a su tamaño, tenga buen cuidado de ello

asiento. Ajuste su altura de modo que doble sus piernas sólo ligeramente con el pie del pedal (con el asiento firmemente puesto).

reflector. Debe ser visible a 50 piés

neumáticos. Inflados a la presión correcta, cheque los neumáticos frecuentemente y quíteles los vidrios, basuras, etc. No maneje con los neumáticos desinflados

cadena. Cheque sus eslabones averiados y ajústelos (pero no muy apretados) límpielos a menudo. Lubríquelos con aceite

pedales. Pedales firmes a su eje, remplace los pedales inservibles

Rayos. Remplace los rotos puntualmente. Manténgalos firmes

ejes. Mantenga firmes las tuercas del eje

pivote. Inspecciónelo de alteraciones y su rectitud

manubrios. Ajústelos para su confort. Mantenga la horquilla bien puesta, firmemente asegurada.

Luz delantera. Debe ser visible a 500 piés

camana o bocina. Esté seguro de que trabaja apropiadamente

BIBLIOGRAFIA

Cal y Mayor Rafael, "Estacionamientos", México.

Cal y Mayor Rafael, "Ruédas para la Salud" Dirección de Ingeniería de Tránsito y Transportes, Departamento del Distrito Federal, México.

Cal y Mayor Rafael, Ingeniería de Tránsito, México.

COMETRAVI, "Plan Metropolitano de Protección al Peatón", México, 1995.

Dyckey W. Jhon, Manual de Transporte Urbano, Madrid, España, 1977.

Fruin J. John . "Pedestrian Planig and Desig" Nueva York, Estados Unidos.

Guerra Solalinde Héctor, "Facilidades para Peatones y Bicicletas en Áreas Urbanas, XIII Congreso de Ingeniería de Tránsito, Durango, México, 1976.

Institute of de Traffc Engineers, "Pedestrian Malls", Estados Unidos.

Valdés Antonio, "Ingeniería de Tráfico", Madrid, España.

Valero Calvete Javier, "Transporte Urbano".

"Plan Ciclopiastas Tempe" , Arizona. Estados Unidos.

"Planning, Design ang Implemetaton". Maudep Toronto, Canada.

"Transportation Engineering and Planig". C S. . Papacostas y P.D. Prevedouros, V.Hawaii, Estados Unidos, 1993.

Zonas Reservees aux Pietons aux Centre des Villes, Barcelona, España.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

CAPACIDAD DE INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

EXPOSITOR: DR. GUIDO RADELAT EGÜES

1997

330



9. CAPACIDAD DE INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

Por Guido Radelat Egües

TRADUCCIÓN LIBRE DEL MANUAL DE CAPACIDAD NORTEAMERICANO, EDICIÓN DE 1985, ACTUALIZACIÓN DE 1994¹ CON ALGUNAS ADICIONES Y SUPRESIONES

Las intersecciones semaforizadas constituyen unos de los componentes más complejos de un sistema vial. Para analizarlas hay que tener en cuenta una amplia variedad de variables tales como la intensidad y distribución de los movimientos vehiculares, la composición del tránsito, las características geométricas de la vía y los detalles de la aplicación de los semáforos. El procedimiento a seguir se centra en la determinación del nivel de servicio para condiciones imperantes, presentes o futuras, pero también presenta alternativas para calcular otras variables utilizando un nivel de servicio deseado o supuesto.

En otros componentes de un sistema vial, la capacidad depende principalmente de características geométricas de la vía y de la composición del tránsito que circula por ella. Si se compensan las variaciones en la composición del tránsito, la capacidad resulta un valor estable que sólo puede aumentarse significativamente mediante mejoras geométricas.

En cambio, en una intersección semaforizada la asignación del tiempo de circulación constituye un nuevo elemento que influye en la capacidad. Un semáforo asigna básicamente los tiempos en que pueden circular movimientos vehiculares que usan un mismo espacio físico y esa asignación afecta poderosamente la capacidad de la intersección y sus accesos.

El procedimiento para intersecciones semaforizadas estima la capacidad y el nivel de servicio de los accesos a la intersección, así como el nivel de servicio de toda la intersección. La utilización de la capacidad se evalúa en función de la relación entre el volumen de demanda y la capacidad (relación v/c), mientras que el nivel de servicio se determina por el tiempo de detención (*stopped delay*) por vehículo (en segundos por vehículo). La capacidad de toda la intersección no se calcula, porque tanto las actividades del diseño como las de regulación buscan dar paso a los movimientos principales por la intersección y sus accesos.

Semaforos

Los términos siguientes se utilizan comúnmente para describir el funcionamiento de los semáforos²:

¹ Transportation Research Board, Highway Capacity Manual, actualización de 1994 (Washington, DC: TRB: 1994), 9-2 a 9-8.

² La traducción de los términos al inglés se indica entre paréntesis y en *bastardilla*

- Movimiento direccional (*traffic movement*) - Circulación de vehículos que siguen dirección determinada (a la izquierda, de frente o a la derecha).
- Indicación (*indication*) - Lo que exhibe el semáforo (luz roja, amarilla o verde, flechas, etc.) para autorizar o prohibir uno o más movimientos.*
- Ciclo (*cycle*) - Secuencia completa de indicaciones.
- Duración del ciclo (*cycle length*) - El tiempo total que tarda completar un ciclo, que se expresa en segundos (s) y se identifica por el símbolo C (mayúscula).
- Intervalo (*interval*) - Periodo de tiempo durante el cual todas las indicaciones permanecen constantes [no debe confundirse con el intervalo entre vehículos].
- Fase (*phase*) - Parte del ciclo asignada a cualquier combinación de movimientos direccionales que reciben simultáneamente el derecho de paso durante uno o más intervalos.
- Entreverde (*change interval*) - Los intervalos "amarillo" (*yellow*) y "rojo rojo" (*all red*) que se usan entre los intervalos que indican avances y detenciones, para favorecer el despeje de la intersección antes de que puedan ocurrir conflictos entre movimientos que utilizan un mismo espacio. Se miden en segundos y se identifican por el símbolo Y.
- Desfase (*offset*) En un sistema de semáforos, es la diferencia de tiempo entre el comienzo de una fase en un semáforo y el inicio de la fase correspondiente en otro, real o imaginario, que se toma como referencia.*
- Tiempo de verde (*green time*) - El tiempo dentro de una fase cuando se exhibe la indicación verde, que se expresa en segundos y se identifica con el símbolo G_i (mayúscula) para la fase i .
- Tiempo perdido (*lost time*) - El que no se usa en forma efectiva por ningún movimiento, y ocurre durante el cambio de intervalos (cuando la intersección se *despeja*) y al principio de cada fase, cuando los primeros vehículos de la cola de espera experimentan demoras por *arranque de cola*. Se identifica por el símbolo L.
- Tiempo de verde efectivo (*effective green time*) - El que se aprovecha por los movimientos que se permiten en una fase dada. Se suele tomar como el tiempo de verde más el entreverde y menos el tiempo perdido para la fase considerada. Se expresa en segundos y se identifica por el símbolo g_i (minúscula) para la fase i .
- Razón de verde efectiva (*effective green ratio*) - La relación entre el tiempo de verde efectivo y la duración del ciclo. Se identifica por el símbolo g_i/C , para la fase i .

*Término añadido.

- Tiempo de rojo efectivo (*effective red time*) - El tiempo cuando un movimiento o conjunto de movimientos no puede circular en realidad. Se calcula por la diferencia entre la duración del ciclo y el tiempo de verde efectivo para una fase dada. Se expresa en segundos y se identifica por el símbolo r_i .

Tipos de semáforos

Los semáforos pueden funcionar en tres modos básicos según el tipo de equipo de control que se use, como se expresa a continuación:

Semáforos de tiempos fijos (*pretimed operation*): En ellos se fija previamente las duraciones del ciclo y los intervalos, que permanecen constantes. Pueden establecerse distintas combinaciones de ciclos e intervalos para aplicarlas automáticamente a diferentes horas del día. Este tipo de semáforo puede utilizarse en intersecciones aisladas o como parte de un sistema coordinado de semáforos.

Semáforos semiaccionados por el tránsito (*semiactuated operation*): Estos se acostumbran a usar en intersecciones de una vía preferente con otra subordinada. La indicación verde se exhibe permanentemente para los accesos de la vía preferente, hasta que detectores en los accesos de la subordinada determinan que ha llegado uno o más vehículos. Después de un entreverde el semáforo cambia la indicación verde para la vía subordinada, que se mantiene hasta que todos los vehículos que llegaron fueron servidos, o hasta que la duración de la indicación verde alcanza un máximo establecido. La duración del ciclo y los intervalos puede cambiar constantemente respondiendo a la demanda.

Estos semáforos se pueden usar en intersecciones aisladas o coordinadas. En el primer tipo de intersecciones es donde resultan más efectivos, pues si se coordinan con otros semáforos la duración de su ciclo no puede ser variable y ésta y otras condiciones de la coordinación limitan la flexibilidad del semáforo para responder a la demanda de la vía subordinada excepto a bajos volúmenes.

Semáforos accionados por el tránsito (*fully actuated operation*) Aquí todas las fases del semáforo se regulan por las actuaciones en los detectores. Se suelen especificar duraciones máximas y mínimas de los intervalos verdes para cada fase, así como el orden de las fases. De este modo, la duración de ciclos e intervalos pueden variar considerablemente de acuerdo con la demanda y aun ciertas fases pueden omitirse si no hay demanda para ellas. Estos semáforos resultan muy efectivos en intersecciones aisladas, pero no se adaptan muy bien a la coordinación, y aunque se usan en sistemas coordinados, las limitaciones que impone la coordinación son tales, que en este procedimiento para el cálculo de capacidad y nivel de servicio se deben considerar los semáforos accionados totalmente por el tránsito como semiaccionados, con detectores en la vía subordinada.

Cuando los semáforos son controlados por computadora, ésta puede usarse para seleccionar, de acuerdo con la demanda detectada, programas para semáforos calculados previamente, o bien, calcular en tiempo real esos programas para adaptarlos mejor a la demanda.

Tratamiento de los movimientos de giro

Es importante la forma en que el semáforo regula los movimientos de giro en la secuencia de las fases, distinguiendo entre movimientos *protegidos*, *permitidos*, y *sin oposición*.

Los giros permitidos (*permitted*) [con oposición] son los que se permiten cuando hay conflictos con movimientos vehiculares o peatonales, tales como los giros a la izquierda en oposición de movimientos de frente opuestos, o los giros a la derecha a través de un paso de peatones con derecho a cruzar.

Los giros protegidos (*protected*) se hacen sin conflicto alguno. Ejemplos de ellos son las vueltas a izquierda o derecha efectuadas durante una fase exclusiva que no permite movimientos vehiculares o peatonales que entren en conflicto con los giros. De este modo un giro protegido necesita menos tiempo de verde que uno permitido equivalente.

A veces, debido a la naturaleza de la intersección, hay movimientos de giro que no entran en conflicto con ningún otro movimiento, y se denominan giros sin oposición (*not opposed*). Esto sucede en vías con circulación en un solo sentido, intersecciones en T y cuando hay semáforos que separan por completo todos los movimientos que corresponden a cada sentido del tránsito. Estos movimientos pueden compartir carriles sin que ocurran conflictos.

Tiempo de verde, tiempo de verde efectivo y tiempos perdidos

Al analizar la capacidad y el nivel de servicio de intersecciones semaforizada no basta considerar cada acceso globalmente, sino que hay que separar los *grupos de carriles* y realicen una función, de otros con funciones distintas. Por ejemplo, el análisis de un carril de vuelta a izquierda debe distinguirse del de los carriles para el movimiento de frente.

Se puede dividir el ciclo del semáforo para un grupo de carriles dado en dos componentes simplificados: verde efectivo y rojo efectivo. Es importante que se comprenda bien la relación entre los tiempos reales de verde, amarillo y rojo que exhibe el semáforo y los tiempos de verde y rojo efectivos. Cada vez que se inicia y termina un movimiento tienen lugar dos "tiempos perdidos"; (1) uno de ellos al principio del movimiento, cuando los primeros vehículos de la cola de espera experimentan una demora al circular a menor velocidad de la correspondiente al flujo de saturación y (2) otro al final del movimiento al no usarse completamente el entreverde (intervalos amarillo y rojo-rojo).

A continuación se presentan los símbolos con que se identificarán las variables de interés:

G_i = tiempo de verde real asignado al grupo de carriles i (s).

Y_i = suma de los tiempos de amarillo y de rojo-rojo reales asignados al grupo de carriles i (s).

R_i = tiempo de rojo real que excluye todos los intervalos rojo-rojos asignados al grupo de carriles i (s).

g_i = tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles i (s).

r_i = tiempo de rojo efectivo para el grupo de carriles i (s).

I_1 = tiempo perdido por arranque de cola (s/ciclo).

I_2 = tiempo perdido por despeje (s/ciclo).

Aunque los tiempos perdidos ocurren tanto al principio como al final de un movimiento, el de arranque de cola suele ser mucho mayor que el de despeje. Por este motivo es conveniente analíticamente combinar los dos tiempos perdidos y aplicarlos al comienzo de un movimiento vehicular. Así tenemos:

$$t_L = I_1 + I_2 = \text{tiempo perdido total por movimiento (s)}$$

Si se combinan de esta forma, las relaciones entre los verdes reales y efectivos son como se indica en la Figura 9-1. Aunque es posible que los tiempos perdidos cambien de una fase a otra, en general resulta práctico considerarlos constantes.

Puede observarse que el tiempo perdido total por movimiento se deduce al principio de la fase verde real, de manera que una pequeña parte de G_i forma parte del del rojo efectivo r_i . Esta parte es igual al tiempo perdido durante el movimiento, o sea, t_L . Como todo el tiempo perdido en este movimiento se deduce al principio de la verde, puede suponerse que el verde efectivo se extiende hasta el final del intervalo amarillo más rojo-rojo. Entonces, para cada movimiento:

$$g_i = G_i + Y_i - t_L \quad 9.1$$

$$r_i = R_i + t_L \quad 9.2$$

Al aplicar todo el tiempo perdido al principio de un movimiento, resulta más fácil analizar programaciones más complejas que utilicen giros a la izquierda permitidos y protegidos sucesivamente. Como regla general, el tiempo perdido, t_L , se aplica cada vez que se inicia un movimiento, de manera que si un movimiento dado comienza con una fase protegida y sigue con una permitida (o viceversa), sólo se deduce un tiempo perdido. Se supone que no hay tiempo perdido entre las fases protegida y permitida.

La Figura 9-2 presenta una programación más compleja donde hay una fase con una vuelta a izquierda protegida y luego permitida, que constituye una disposición clásica de movimientos adelantados y continuados. Aquí las vueltas a izquierda están protegidas hacia el Este en la Fase 1a y hacia el Oeste en la Fase 1c, mientras que ambas se permiten (sin protección) durante la Fase 1b. En esta secuencia de fases es muy importante determinar cuántos tiempos perdidos tienen lugar. Si se aplica la regla general de asignar todo el tiempo perdido durante un movimiento al comienzo del mismo, resultará lo siguiente:

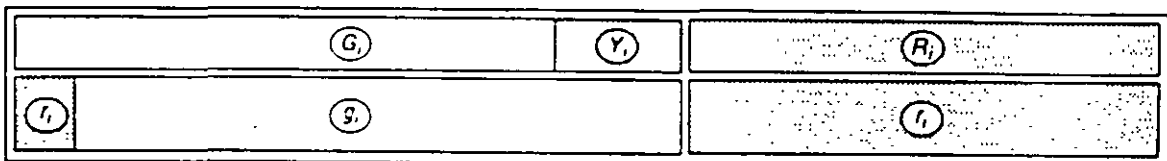


Figura 9-1 Relaciones entre el verde real y el efectivo

403

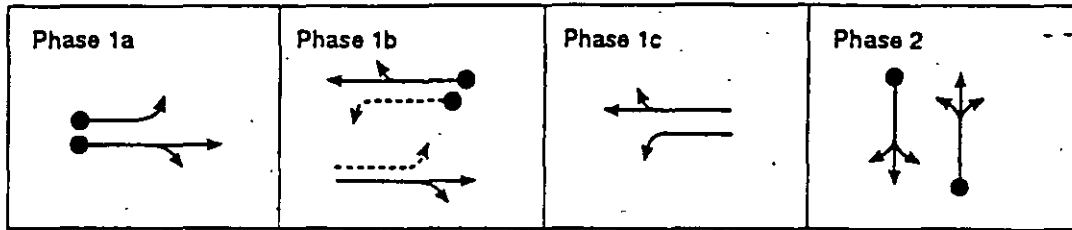


Figura 9-2 Primera fase con movimiento protegido y luego permitido (sin protección).

- En la Fase 1a comienzan los movimientos de de frente y vuelta a izquierda hacia el Este, por lo tanto, el tiempo perdido, t_L , se aplica a ambos movimientos.
- En la Fase 2b continúan los movimientos de frente y vuelta izquierda hacia el Este y no se aplican tiempos perdidos a movimientos que continúan. Sin embargo, como empiezan en esta fase los movimientos de frente y de vuelta izquierda hacia el Oeste hay que aplicar el tiempo perdido, t_L , a estos movimientos.
- En la Fase 1c sólo continúan los movimientos hacia el Oeste a los que no se le aplic tiempo perdido porque no comenzaron en esta fase. Además, como aquí no se inició ningún otro movimiento no se asigna tiempo perdido alguno.
- En la Fase 2 empiezan los movimientos hacia el Norte y hacia el Sur por que es preciso aplicar el tiempo perdido t_L .

También es importante el tiempo total perdido en el ciclo, L , que tiene lugar a través de la sucesión crítica (*critical path*) de los tiempos perdidos durante todo el ciclo. La determinación de esta sucesión crítica y de L se explica más adelante.

Capacidad y nivel de servicio

Como sucede con otros elementos de un sistema vial, los conceptos de capacidad y nivel de servicio son de suma importancia en el análisis de intersecciones semaforizadas. No obstante, la relación entre esos conceptos no es tan estrecha en este elemento como lo es en otros, donde un mismo análisis determina capacidad y nivel de servicio. En intersecciones semaforizadas se analiza uno y otro aspecto por separado y hay que tener cuenta a ambos para evaluar la eficiencia total de la intersección

Se calcula por separado una capacidad para cada *grupo de carriles (lane group)* de acceso a la intersección. El grupo de carriles se define como uno o más carriles de circulación con una sola línea de detención y cuya capacidad la comparten todos los vehículos que circulan por el

o los carriles. El análisis calcula la relación volumen/capacidad (v/c) para cada grupo de carriles, donde v es el volumen horario real o estimado del *pico horario* (periodo de 15 minutos de máxima demanda) del grupo de carriles dividido entre la capacidad del grupo. Aunque no se define la capacidad de toda la intersección, se calcula una relación v/c global sumando las relaciones individuales de todos los grupos de carriles críticos, lo que constituye una indicación de la suficiencia de toda la intersección.

El nivel de servicio se basa en el tiempo medio de detención (*average stopped delay*) de todos los vehículos que realizan los distintos movimientos que circulan por la intersección. Aunque la relación v/c afecta el tiempo de detención, hay otros parámetros que tienen mayor influencia tales como la calidad de la coordinación entre los semáforos, la duración de las fases verdes, la duración del ciclo y otras. De este modo, para cada relación v/c puede haber una gran variedad de valores del tiempo de detención y viceversa.

La relación v/c es una medida de la suficiencia de la capacidad, es decir, que indica si las características geométricas y de control de la intersección proporcionan suficiente capacidad para la demanda de tránsito; mientras que el tiempo de detención es una medida de la calidad del servicio que se ofrece al usuario. Ambos deben analizarse para comprender plenamente las características operativas que se esperan de la intersección. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que una intersección no puede funcionar indefinidamente más allá de su capacidad sin que se produzcan tiempos de detención excesivos.

En trabajos de planeamiento puede ser más acertado determinar características geométricas que proporcionen capacidad adecuada en el futuro. El tiempo de detención resulta aquí menos importante, pues puede mejorarse mucho mediante una buena programación de los semáforos.

Capacidad de las intersecciones semaforizadas

La *capacidad* se define en una intersección para cada grupo de carriles, y es el máximo volumen que puede pasar por el grupo de carriles en condiciones imperantes de tránsito, vía y control. El volumen (horario) se calcula para un periodo de 15 minutos y se expresa en vehículos por hora (v/h).

Las *condiciones del tránsito* comprenden los volúmenes por cada acceso a la intersección, la distribución de los vehículos por movimiento direccional (izquierda, de frente, derecha), la composición del tránsito por tipo de vehículo y movimiento, la ubicación y uso de las paradas de autobuses en el área de influencia de la intersección, los volúmenes de peatones que cruzan, y las maniobras de estacionamiento en esa área.

Entre las *condiciones de vía* se encuentran las características geométricas básicas de la intersección, tales como el número y ancho de los carriles (*lanes*), pendientes (*grades*) y designación del uso de carriles (inclusive los de estacionamiento).

Las *condiciones de control* se definen mediante la completa programación de los tiempos del semáforo, su tipo y la calidad de su coordinación con otros semáforos (*progression*).

Antes de hacer los cálculos de capacidad, es preciso designar los grupos de carriles en el acceso a la intersección cuya capacidad se va a calcular, de acuerdo con los movimientos que conducen. Por ejemplo, un carril dedicado exclusivamente a un movimiento de vuelta a izquierda o derecha constituye un grupo de carriles aunque sea un solo carril.

La capacidad de las intersecciones semaforizadas se basa en la variable *flujo de saturación* (*saturation flow rate*), que se define como el máximo volumen que puede pasar por un grupo de carriles en condiciones imperantes de tránsito y vía, suponiendo que el grupo tiene siempre indicación verde. El flujo de saturación se designa por el símbolo s y se expresa en vehículos por hora de verde efectivo ($vphg$) para un grupo de carriles.

La *razón de flujos* (*flow rate*) para un grupo de carriles dado se define como la relación entre el volumen de demanda (*demand flow rate*), real o proyectado, para el grupo de carriles (v_i) y el flujo de saturación (s_i). Se designa por el símbolo $(v/s)_i$ (para el grupo de carriles i).

La capacidad de un grupo de carriles dado puede expresarse por:

$$c_i = s_i(g/C) \quad 9.3$$

donde: c_i = capacidad del grupo de carriles i (v/h).
 s_i = flujo de saturación para el grupo de carriles i (v/hv).
 g/C = razón de verde efectiva para el grupo de carriles i .

Se designa con el símbolo X a la relación volumen/capacidad (v/c) (*volume to capacity ratio*) en el análisis de intersecciones. También esta relación se ha llamado *grado de saturación* (*degree of saturation*).

Para un grupo de carriles dado, i :

$$X_i = (v/c)_i = v_i(s_i/g/C) = v_i C(s_i/g) \quad 9.4$$

donde: $X_i = (v/c)_i$ = relación para el grupo de carriles i .
 v_i = volumen de demanda para el grupo de carriles i (v/h).
 s_i = flujo de saturación para el grupo de carriles i (v/hv).
 g_i = verde efectiva para el grupo de carriles i (s).

Los valores de X pueden variar desde 0, cuando no hay demanda de tránsito, hasta 1 cuando se alcanza la capacidad, y a más de la unidad cuando la demanda rebasa la capacidad.

La capacidad total de la intersección no es importante y no se define específicamente en este procedimiento. Es muy raro que todos los movimientos se saturen simultáneamente. Lo que importa es que los movimientos individuales puedan circular por la intersección con cierta eficiencia.

Otro parámetro útil en el análisis de intersecciones semaforizadas es la relación v/c crítica, X_c , que es la relación v/c total para toda la intersección, teniendo en cuenta solamente los grupos de carriles que tengan la mayor razón (v/s) para una fase en particular. Por ejemplo, en un

semáforo con dos fases, donde hay dos grupos de carriles que reciben la misma indicación verde, y uno de los grupos necesita más tiempo de verde que el otro (tiene la mayor razón de flujos), este grupo será el que determine la demanda de verde para esa fase. Sin embargo, cuando las fases se solapan o traslapan la identificación de la fase crítica es algo difícil, como se explica más adelante en la Metodología.

La relación v/c crítica para la intersección se define en términos de los grupos de carriles o accesos críticos, de la siguiente forma:

$$X_c = \sum (v/s)_{ci} [C/(C - L)] \quad 9.5$$

donde: X_c = relación v/c crítica para la intersección.

$\sum (v/s)_{ci}$ = sumatoria de todas las razones de flujo para todos los grupos de carriles críticos, i .

C = duración del ciclo (s)

L = tiempo perdido total en el ciclo que se calcula como la suma del tiempo perdido por arranque de cola y el entreverde, menos la porción del entreverde usada por los vehículos del grupo de carriles crítico para cada fase.

La Ecuación 9.5 sirve para evaluar globalmente la intersección con respecto a las características geométricas y la duración total del ciclo que se ofrece, así como para estimar los tiempos del semáforo si no se conocen. Proporciona la relación v/c para todos los movimientos críticos suponiendo que el tiempo de verde se ha asignado adecuadamente o proporcionalmente. Por lo tanto, es posible tener movimientos individuales saturados con ese ciclo aun cuando la relación v/c sea menor que la unidad. No obstante, una relación v/c menor de la unidad indica que todos los movimientos en la intersección pueden circular usando el ciclo y la secuencia de fases definidos si se asigna el tiempo de verde proporcionalmente. En otras palabras, que el tiempo total de verde es suficiente para satisfacer la demanda si se asigna correctamente.

En cambio, el valor de X_i puede ser engañoso cuando se usa para indicar la suficiencia global de las características geométricas de la intersección, como se suele buscar en los trabajos de planeamiento. El problema estriba en que bajos volúmenes necesitan ciclos cortos para minimizar el tiempo de detención. Como se puede apreciar en la Ecuación 9.5, ciclos cortos producirán valores elevados de X_c para una demanda de tránsito dada. Además, muchos métodos para programar semáforos se basan en un valor fijo de X_c , lo que tiende a hacer a X_c independiente de los volúmenes de demanda.

Por lo tanto, si se substituye la duración del ciclo en la Ecuación 9.5 por el ciclo máximo que acepte la entidad responsable de los semáforos, se obtiene un indicador más amplio de la suficiencia de la intersección:

$$X_{cm} = \sum (v/s)_{ci} [C_{max}/(C_{max} - L)] \quad 9.6$$

donde: X_{cm} = relación v/c crítica basada en la duración máxima aceptable del ciclo.

C_{max} = duración máxima aceptable del ciclo.

En trabajos de planeamiento, X_{cm} ofrece un indicador más apropiado sobre la proporción de la capacidad real de la intersección que está siendo usada para los volúmenes de tránsito especificados. En lo adelante, se usará X_i para indicar la relación v/c crítica para análisis de circulación y X_{cm} para planeamiento.

Nivel de servicio para intersecciones semaforizadas

El nivel de servicio para intersecciones semaforizadas se define en función del tiempo de detención, que es una medida de incomodidad y frustración, consumo de combustible y pérdida de tiempo. Específicamente, el nivel de servicio (NS) (*level-of-service, LOS*) se define por el tiempo de detención medio en un periodo de 15 minutos, tal como se muestra en la Tabla 9-1. El tiempo de detención puede medirse en el terreno o estimarse mediante procedimientos que se describen en este manual. Este parámetro es complejo y depende de una serie de variables tales como la calidad de la coordinación entre los semáforos, la duración del ciclo, la razón de verde y la relación v/c para el grupo de carriles de que se trate.

Tabla 9-1

Escala de niveles de servicio para intersecciones semaforizadas

Nivel de servicio	Tiempo de detención (s)
A	≤ 5.0
B	> 5.0 y ≤ 15.0
C	>15.0 y ≤25.0
D	>25.0 y ≤40.0
E	>40.0 y ≤60.0
F	>60.00

El NS A representa condiciones donde el tiempo de detención es muy corto (5 s) y ocurre cuando los semáforos están muy bien coordinados y la mayoría de los vehículos llegan durante la fase verde. La mayor parte de los vehículos no paran en absoluto.

El NS B ocurre cuando los tiempos de detención están entre 5 y 15 s por vehículo.

Esto suele suceder cuando hay buena

coordinación, ciclos cortos o ambas cosas. Más vehículos se detienen que en el NS A, lo que causa mayores tiempos de detención medios.

El NS C corresponde a circulación con detenciones medias de 15 a 25 s por vehículo. Al nivel D la influencia de la interacción vehicular se hace más evidente. Estos tiempos de detención pueden resultar de una combinación de coordinación desfavorable, ciclos largos, o bien, elevadas relaciones v/c. Muchos vehículos se detienen y disminuye la proporción de los que no paran. A veces el semáforo no puede evacuar todos los vehículos durante alguna fase verde (*cycle failure*).

El NS E representa una circulación con detenciones medias por vehículo de 40 a 60 segundos, y muchas entidades consideran que ese es el límite de los tiempos de detención aceptables. Esto indica en general coordinación deficiente, ciclos largos y elevadas relaciones v/c. Es frecuente que el semáforo no pueda evacuar todos los vehículos en las fases verdes.

El NS F ocurre cuando la detención media por vehículo es superior a 60 s. La mayoría de los conductores estiman que es un nivel inaceptable y suele ocurrir cuando hay congestión, esto es, cuando la demanda de tránsito es superior a la capacidad de la intersección. Puede

sucedir a altas relaciones v/c inferiores a la unidad, cuando muchas fases verdes no pueden evacuar los que esperan. Coordinación deficiente y ciclos largos son causas que contribuyen a producir estas enormes demoras.

Relación entre la capacidad y el nivel de servicio

Como el tiempo de detención es una medida compleja, su relación con la capacidad también es compleja. Los niveles de servicio de la Tabla 9-1 se establecieron de acuerdo con la tolerancia de los conductores respecto a las demoras. Aunque hay variedad en las normas locales, se reconoce ampliamente que el NS C es el objetivo del diseño o proyecto, aunque no esté directamente relacionado con la capacidad.

En otros elementos de un sistema vial [tales como las carreteras de dos carriles] el límite inferior del NS E se define como la capacidad, es decir, cuando la relación v/c es la unidad. Eso no se aplica al procedimiento para intersecciones semaforizadas. Por ejemplo, es posible que ocurran demoras correspondientes al NS F (inaceptables) con relaciones v/c menores que la unidad, y tal vez apenas de 0.75 a 0.85. Con tales relaciones v/c pueden ocurrir demoras muy largas cuando existen combinaciones de las siguientes condiciones: (a) los ciclos son largos, (b) el grupo de carriles de que se trata no es favorecido (tiene un largo tiempo de rojo), y (c) la coordinación de los semáforos es deficiente para el movimiento de interés.

Lo contrario también puede ser posible: Un grupo de carriles saturado (por ejemplo, con relación v/c cerca de la unidad) puede causar pequeñas demoras si (a) el ciclo es corto o (b) la coordinación de los semáforos favorece el grupo de carriles considerado. Esto es cierto porque las técnicas para estimar el tiempo de detención tienen en cuenta sólo los vehículos que llegan durante el *primer* periodo de análisis de 15 minutos en que ocurre la saturación. Por consiguiente el efecto acumulativo de relaciones $v/c > 1.00$ después de un periodo de análisis puede subestimarse. Si es preciso estimar el tiempo de detención con precisión cuando la relación v/c es mayor que la unidad, deben realizarse estudios más detallados de los volúmenes de tránsito, los flujos de saturación y otras características de la circulación.

De este modo, la designación del NS F no significa automáticamente que la intersección, el acceso o el grupo de carriles esté sobrecargado; así como tampoco un nivel de servicio mejor que E significa automáticamente que exista exceso de capacidad.

Niveles de análisis

Aquí se presentan dos niveles de análisis. El método principal es el *análisis de circulación* que requiere información detallada sobre las características imperantes de tránsito, vía y control. Constituye un análisis completo de la capacidad y niveles de servicio que puede usarse para evaluar alternativas en que varíe la demanda de tránsito, las características geométricas, el plan de tiempos del semáforo o todas esas variables.

El otro método es para *análisis de planeamiento* donde sólo se estima la capacidad, porque no es necesario ni práctico realizar cálculos detallados de tiempos de detención cuando sólo se dispone de datos de planeamiento. Lo que se necesita es información básica sobre las características geométricas de la intersección, el uso de los carriles, los volúmenes de tránsito

para movimientos específicos y la manera en que se van a manejar las vueltas a izquierda (protegidas, permitidas, etc.) y la presencia o ausencia de estacionamiento en cada acceso.

El método para análisis de circulación puede usarse para:

1. *Determinar el nivel de servicio*, conociendo todos los detalles geométricos de la intersección, los volúmenes y los tiempos del semáforo.
2. *Determinar los volúmenes permisibles* para niveles de servicio dados conociendo los detalles geométricos y los tiempos del semáforo.
3. *Determinar los tiempos del semáforo* (para cierto plan de fases) conociendo el nivel de servicio deseado y los detalles geométricos y volúmenes.
4. *Determinar las características geométricas básicas* (número o designación de carriles) conociendo el nivel de servicio deseado y los detalles de los volúmenes y tiempos del semáforo.

El método de análisis de circulación procede de acuerdo con cinco módulos:

1. *Módulo de entradas (input module)*: Define toda la información necesaria a los demás módulos tal como las características, volúmenes y condiciones del tránsito, así como los tiempos del semáforo. Se usa como sumario práctico para el resto del análisis.
2. *Módulo de corrección de volúmenes (volume adjustment module)*: Convierte los volúmenes horarios medidos en una hora en volúmenes máximos esperados durante quince minutos (*flow rates*) y tiene en cuenta su distribución por carriles. También aquí se definen los grupos de carriles.
3. *Módulo de flujo de saturación (saturation flow rate module)*: Calcula el flujo de saturación para cada grupo de carriles. Varios factores de corrección se aplican al flujo de saturación para condiciones ideales a fin de obtener el flujo para las condiciones estudiadas.
4. *Módulo de análisis de capacidad (capacity analysis module)*: Utiliza volúmenes y flujos de saturación para calcular la capacidad y las relaciones v/c para cada grupo de carriles y la relación v/c crítica para toda la intersección.
5. *Módulo de nivel de servicio (LOS module)*: Estima el tiempo de detención para cada grupo de carriles establecido. Combina esos tiempos para cada acceso y para toda la intersección, y determina los niveles de servicio.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

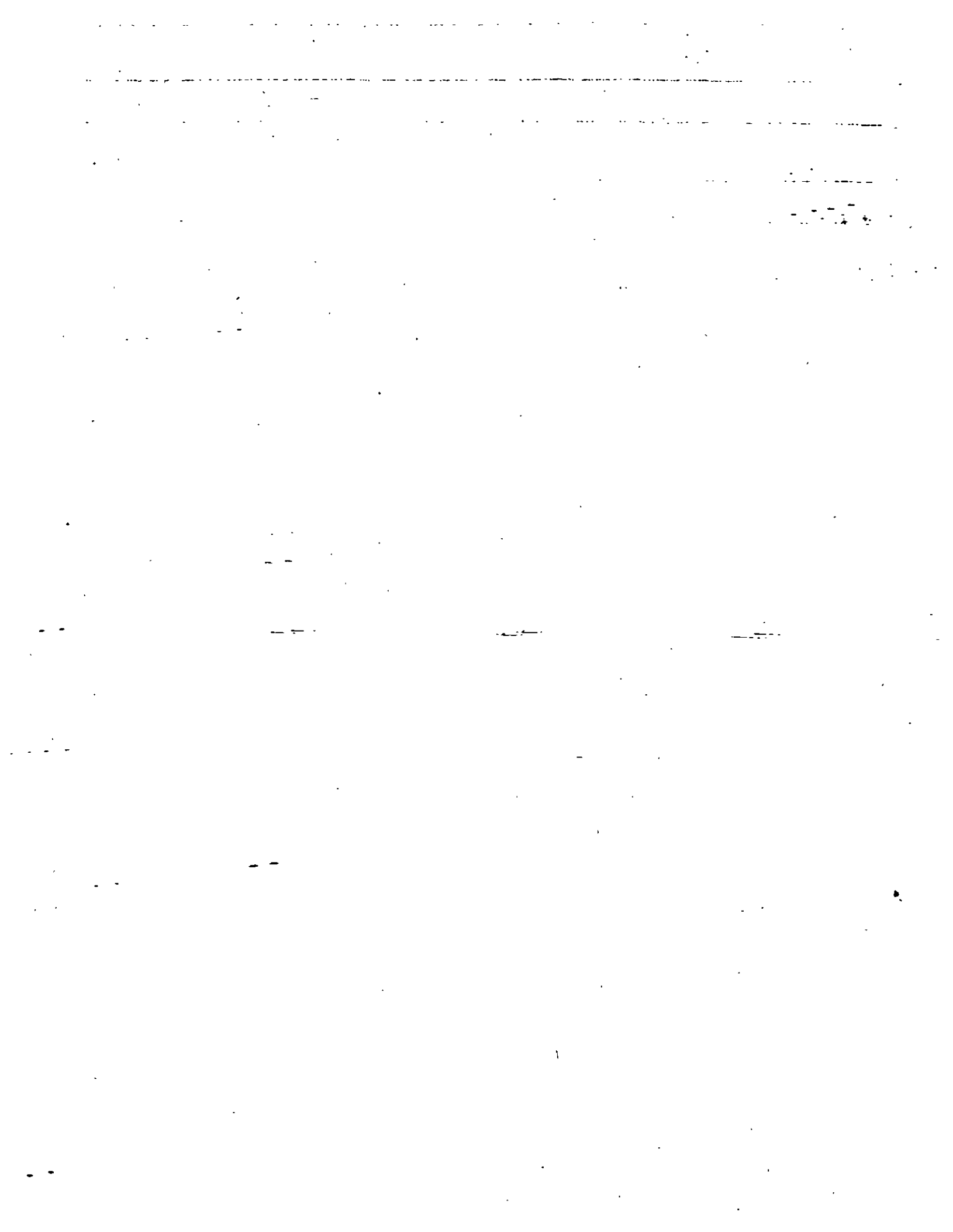
MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

ESTRATEGIAS PARA MITIGAR LA CONGESTION URBANA

EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL MORALES ORTIZ

1997

41



Estrategias Para Mitigar la Congestión Urbana

**Diplomado Internacional de Transporte
Módulo IV - Ingeniería de Tránsito**

**27 de mayo al 8 de junio de 1996
Mexico, D.F**

Profesor:

**Juan M. Morales Ortiz, P.E.
Presidente**

**J.M. Morales & Asociados
11323 Woodbrook Lane
Reston, Virginia, USA 22094
Tel: 1-703-787-0221
Fax: 1-703-787-0256
e-mail: jmassoc@aol.com**

¿Cuándo ocurre la congestión urbana?

Demanda > Capacidad

Lo Que Pagamos por la Congestión

- Demoras, tiempo perdido
- Impacto al Tránsito Local
- Crecimiento Económico
- Acceso a la Comunidad
- Calidad de Vida (“stress”)
- Seguridad Vial
- Calidad Ambiental
- Recursos Desperdiciados

¿Por Qué Existe la Congestión?

- Más Gente Vive en Area Urbanas
- Más Gente Viaja Por Auto
- Décentralización de Ciudades (Suburbia)
- Más Gente Viajando a Donde No Hay Capacidad Suficiente
- Zonificación, Uso de Terrenos y Desarrollo Descontrolado, falta de planificación

Desarrollo de un Programa Coordinado para Mitigar la Congestión Urbana

- No existe una solución única
- Es un problema de la comunidad
- Estrategias
 - Aumentar la capacidad
 - Controlar la demanda
 - Manejar el uso de terrenos y el desarrollo urbano
 - Manejar el sistema institucional
 - Un compromiso del pueblo
 - Paciencia

Ingredientes de un Programa Exitoso Para Aliviar la Congestión

- **Campaña Agresiva de Información Pública**
- **Decir lo Que el Ciudadano Promedio Ganaría**
- **Darle al Público la Oportunidad de Participar en las Decisiones a Tomarse (Vistas Públicas)**
- **Tener el Apoyo del Sector Privado**
- **Buscar el Apoyo de la Prensa**
- **Desarrollar un Programa que sea Politicamente Aceptable**

Concepto de la Caja de Herramientas

Aliviar La congestión

- **Proveer Más Capacidad**
- **Manejar/Controlar la Demanda**

Aprovechando lo que se Tiene

Autopistas y Expresos

1. Detección de Incidentes y Sistemas de Vigilancia
2. Sistemas de Información al Conductor
3. Medidor de Rampas
4. Carriles Adicionales sin Ensanchar la Carretera
5. Carriles de Alta Ocupación (HOV)
6. Tecnologías del Futuro (IVHS)

Autopistas

1. Detección de Incidentes y Sistemas de Vigilancia

- Vigilancia Electrónica
- Televisión de Circuito Cerrado
- Vigilancia Aérea
- Sistemas de Llamadas ("Call Boxes" y Celulares)
- Policía y Servicio de Patrullas

**Congestión
Periódica = (25-40%)**

vs.

No-Periódica (60-75%)

Factores que Disminuyen la Capacidad de una Autopista

(Congestión Periódica)

- Terminar un Carril
- Curvature Horizontal
- Diseño de Rampas
- Secciones de Entrecruce ("Weaving")
- Curvatura Vertical
- Control de Tránsito Deficiente (Letreros e Información al Conductor)

Factores Que Contribuyen a la Congestión No-Periódica

- Accidentes
- Vehículos Dañados
- Cargas Derramadas
- Presencia de Vehículos de Emergencia
- Vehículos ó Personas en el Paseo

Factores Que Afectan las Demoras en Autopistas Debido a Incidentes

- Capacidad
- Demanda
- La Razón de Flujo del Cuello de Botella
- Tiempo de Detección
- Tiempo de Respuesta
- Tiempo de Limpieza

Respondiendo al Incidente

- El “team” de Respuesta (¿Quién Está a Cargo?)
- Contratos con Equipo de Remolque (Siempre Especifique el Tiempo de Respuesta)
- Manual de Incidentes de Autopistas (Quien Hace Que Cuando)
- Desvíos Preplanificados
- Uso de Luces Intermitentes por la Policía
- Equipar a los Vehículos de Respuesta con Parachoques de Empuje
- Designar Area Para Investigar Accidentes

- **Campaña de Educación Pública**
(¿Puedo Mover mi Auto Antes de
que Llegue la Policía?)

Freeways

2. Sistemas de Información al Conductor

- Letreros Cambiables
- Radio ("Highway Advisory Radio")
- Sistemas de Navegación Dentro del Vehículo

Autopistas

Medidor de Rampas

- **Cuidado con el No Cumplimiento**

Autopistas

Carriles Adicionales sin Ensanchar la Carretera

- **Uso del Paseo Como Carril**
 - **Impacto en la Seguridad**
 - **¿Cómo se Responde a Incidentes?**

- **Carriles Más Angostos (estrechos)**
 - **Impacto a la Seguridad**

Autopistas

5. Carriles de Alta Ocupación (HOV)

- HOV Exclusivo, R-O-W Separado
- HOV Exclusivo, en el R-O-W de la Autopista
- Carril Dedicado a Favor del Tránsito
- Carril Dedicado en Contra del Tránsito

Diseñando Proyectos de HOV

- **Planificación**

- El Lugar (Patrón de Viajes)
- ¿Más Autobuses?
- Análisis de Demanda y Estudio de Mercadeo

- **Diseño**

- **Operación**

- Cumplimiento
- Mantenimiento

- **Mercadeo y Promoción**

- Muy Importante
- Incentivos

6. Tecnologías del Futuro (ITS ó STI)

- Sistemas Avanzados de Manejo de Transportación (Advanced Transportation Management Systems (ATMS))
- Sistemas Avanzados de Información al Conductor (Advanced Driver Information Systems (ADIS))
- Control Automático de Vehículos (Automated Vehicle Control (AVC))
- Operación de Vehículos Comerciales (Commercial Vehicle Operations (CVO))

Aprovechando lo que se Tiene

Calles y Arterias

1. Super Arterias
2. Mejoramiento de Semáforos
3. Sistemas Computerizados de Semáforos
4. Mejoras a Intersecciones
5. Prohibición de Virajes
6. Calles de un Sentido
7. Carriles Reversibles
8. Mejoras al Control de Tránsito
9. Manejo de Estacionamiento
10. Movida de Carga

Calles y Arterias

1. Super Arterias

- Canalización
- Eliminación de Intersecciones
- Ensanche de Calles
- Carriles Reversibles
- Ensanche de Intersecciones
- Mejoras al Control de Tránsito
- Carriles de Virajes
- Prohibición de Estacionamiento
- Carriles de Viraje en Ambas Direcciones
- Mejoras al Alumbrado Público
- Prohibición de Virajes
- Bahía de Protección para Públicos y Autobuses
- Calles en Un Sentido
- ¿HOV?

Calles y Arterias**2. Mejoramiento de Semáforos**

- Mejoras al Equipo (inclusive detectores)
- Mejoras al Plan de Tiempo
- Semáforos Interconectados
- Eliminación de Semáforos
- Mantenimiento de Semáforos

Calles y Arterias

3. Sistemas Computerizados de Semáforos

- Coordinación de Semáforos
- Optimización de Semáforos
- Funciones de Control Avanzadas
 - Flexibilidad en el Plan de Tiempo
 - “Traffic Responsive Control”
 - Monitoreo en Vivo

Calles y Arterias

4. Mejoras a Intersecciones

Principios Básicos

- Reduzca el Número de Puntos de Conflicto
- Controle la Velocidad Relativa de Vehículos que Entren y Salen de la Intersección
- Coordine el Tipo de Control (PARE ó Semáforo) con el Volumen de Tránsito
- Seleccione el Diseño Apropiado para el Volumen de Tránsito en la Intersección
- Con Volúmenes Altos, Provea Carriles de Viraje Separados
- Si es Posible, Evite Entrecruces y Puntos de Confluencia
- Separe Puntos de Conflicto
- Favorezca los Flujos Más Pesados Y Rápidos
- Reduzca el Area de Conflicto: Use Canalización
- Considere las Necesidades de Peatones y Ciclistas

5. Prohibición de Virajes

Considere:

- La Congestión y la Demora Causada por los Virajes
- El Número de Choques y Otros Accidentes
- Disponibilidad de Rutas Alternas
- ¿Cuán Factible son las Bahías de Viraje?
- Impacto al Sistema Total

Calles y Arterias

6. Calles de un Sentido

Beneficios:

- Reducen la Demora en la Intersección
- Reducen el Tiempo de Travesía
- Permiten Virajes Desde Más de un Carril
- Acortan la Duración del Ciclo porque Simplifican El Plan de Programas del Semáforo
- Facilitan la Carga y Descarga de Vehículos Comerciales
- Mejoran la Seguridad al Mejorar el Cono de Visión del Conductor
- Proveen Más Área de Estacionamiento

7. Carriles Reversibles

Ventajas y Desventajas

- Inversión Mínima
- Efectivos un Puentes y Túneles
- Mejor Utilización de Todos los Carriles
- Pueden Ser Problemáticos en los
-- Puntos Terminales
- Susceptible a Violaciones
- Pueden Causar Accidentes si Letreros y Otros Tipos de Información no Son Claros

7. Carriles Reversibles (cont.)

Considere:

- Existe Congestión
- La Hora de la Congestión
- Volúmenes Direccionales
- La Capacidad de los Puntos de Acceso

Calles y Arterias

8. Mejoras al Control de Tránsito (Traffic Control Devices)

Ventajas:

- Proveen Más y Mejor Información al Conductor
- Disminuyen el Nivel de Inseguridad
- Bajo Costo
- Beneficios Significativos Pero de Corto Plazo
- ¿Beneficios Visibles?

9. Manejo de Estacionamiento

Categorías:

- En la Calle
- Fuera de la Calle (Lotes y Garajes)
- En las Afueras
- "Pricing"
- Cumplimiento
- Mercadeo

9. Manejo de Estacionamiento (cont.)

Factores

- ¿Cuál es el Propósito?
 - Aumentar la Capacidad?
 - Desalentar Viajes Solo (SOV)
 - Generar Ingresos
- ¿Existen Otros Modos de Transportación? (ej. Transporte Colectivo)
- Problemas con el Comercio Perdiendo Negocio
- Quejas de los Ciudadanos

10. Movida de Carga

- Manejo del Tránsito (Todos Tenemos un Trabajo Que Hacer)
- Provea Areas de Carga y Descarga y Vele por el Cumplimiento de Horas
- Reduzca las Barreras Físicas y Operacionales
- Induzca Cambios en las Horas de Carga y Descarga (ej. Entregas Nocturnas)
- Cambie las Reglas (ej. Prohiba Camiones en la Hora Pico)
- Trabaje con los Dueños de Comercio,
- -Trabajadores, Compañías de Entrega

Facilidades Nuevas

1. Añadiendo Capacidad
2. Proveyendo Transportación Colectiva

Facilidades Nuevas

1. Añadiendo Capacidad

- Carreteras Nuevas
- Alto Costo
- Inducen Desarrollos Nuevos
- Control de Acceso: Especifique:
 - Ancho Mínimo/Máximo de Entradas
 - Radio Mínimo/Máximo del Bordillo ("Curb")
 - Separación Mínima Entre Entradas
 - Separación Mínima Entre Intersecciones
 - Número de Entradas Permitidas
 - Angulos de Intersección Permitidos
 - Distancia de Visibilidad
 - Detalles de Construcción

Facilidades Nuevas

1. Añadiendo Capacidad (cont.)

- Drenaje
- Inspección y Cumplimiento
- Diseño Geométrico
 - Alineación Horizontal/Vertical y Luz ("Clearance")
 - Número y Ancho de Carriles
 - Paseos y Medianas
 - Puentes
 - Faja de Emplazamiento ("Right of Way")
 - Reconstrucción
 - Modificaciones Geométricas
 - Mejoras Operacionales y de Seguridad
 - Aumenta la Capacidad
 - Extender la Vida Util de la Facilidad

Facilidades Nuevas

1. Añadiendo Capacidad (cont.)

- **Reconstrucción (cont.)**
 - Manejo del Tránsito Durante la Reconstrucción
 - Disponibilidad de Rutas Alternas
 - ¿Trabajo Nocturno?
- **Ensanche de Calles**
 - Disminuir el Ancho de los Carriles
 - Afecta el Comportamiento y la Percepción de los Conductors
- **Añadir Carriles**
 - Por Supuesto, Aumenta la Capacidad
 - Puede Ser Una Solución de Corto Plazo
 - Puede Perjudicar Otros Programas de Control de Demanda (TDM)

Facilidades Nuevas

1. Añadiendo Capacidad (cont.)

- Eliminación de Intersecciones
 - Costoso pero Efectivo
 - Convencional (“Diamond Interchanges”)
 - Viaductos (“Flyovers”)

Facilidades Nuevas

2. Proveyendo Transporte Colectivo

- Construcción de Facilidades de Riel
 - “Heavy Rail” ó “Rapid Rail”
 - Subterráneos ó Metros
 - Light Rail (LRT)
 - “Commuter Rail Transit”
 - “Transitway”
 - Carretera Exclusiva Para Autobuses y HOV
- Servicio de Autobús de Ruta Fija

Facilidades Nuevas

2. Proveyendo Transporte Colectivo (Cont.)

- “Paratransit Services”
 - Servicio a Domicilio
 - Puerta a Puerta
 - Flexible: Responde a la Demanda
 - Muy Efectivo para Personas Incapacitadas y Ancianos
 - Muy Efectivo en Comunidades Pequeñas
 - “Ridesharing”
 - “Carpooling” y “Vanpooling”
 - Autobús por Suscripción
 - Públicos

Facilidades Nuevas

2. Proveyendo Transporte Colectivo (Cont.)

- **Funcionan Mejor en Areas Densas y en Lugares Donde Ocurren Viajes Dispersos e Infrecuentes**

Facilidades Nuevas

2. Proveyendo Transporte Colectivo (Cont.)

- \$\$\$\$\$\$\$
- Muy Eficaz si se Hace Atractivo
(Costo y Conveniencia)
- Coordinar el Estacionamiento con la
Disponibilidad de Transporte
Colectivo
- Coordinar con Zonificación,
Planificación y Obras Públicas

Facilidades Nuevas

2. Proveyendo Transporte Colectivo (Cont.)

- Sistema de Costeo (“Pricing”)
- Proveer Estacionamiento en las Afueras
- Legislar Para Eliminar Estacionamiento en el Centro
- Incentivos de Patronos Para Alentar el Uso del Transporte Colectivo
 - Fomentar el Compartir el Viaje
 - Crédito en Los Impuesto a Patronos que Proveén Subsidios a sus Empleados
 - Establecer Programas de Tiempo Flexible
 - Participar en Asociaciones de Manejo de la Transportación (TMAs)

Cumplimiento

("Enforcement")

- Educación
 - Antes de la Implementación
 - Cuales son los Beneficios
- Describa Exactamente y Claramente Como los Programas Nuevos Funcionan
- Aumente la Vigilancia y el Número de "Oficiales" de Cumplimiento en las Etapas Iniciales
- Establezca un Sistema de Multas
- Establezca Un Sistema Para Que Ciudadanos Reporten a los Violadores

Factors Esenciales en el Cumplimiento

- El Cumplimiento es Crítico
- El Cumplimiento Tiene que ser Visible
- Si Posible, Diseñe Para Cumplimiento Propio (“Self Enforcement”)
 - Utilize Bordillos y Canalización
 - Anuncios Públicos (Radio y TV)
- Sistema de Multas Adecuado
- Programa de Relaciones Públicas
 - Envuelva a la Policía y a los Ciudadanos Desde el Principio
 - Asegúrese de que Todos Entienden la Ley

Conceptos de Modelación

- ¿Que es la Modelación?
- Requisitos de Data
- Reducir la Data
- Preprocesadores de Data
- Entrando la Data

Conceptos de Modelación (cont.)

- Modelos de Optimización
 - SOAP (Intersecciones Aisladas)
 - PASSER II (Optimiza el Ancho de Banda)
 - TRANSYT 7F (Minimiza la Demora del Sistema)
- Modelos de Simulación
 - Microscópico vs. Macroscópico
 - La Familia TRAF
 - TRAF- NETSIM
- "The Arterial Analysis Package (AAP)"

Conceptos de Modelación (cont.)

Ayuda

McTrans

Center for Microcomputers in Transportation

512 Weil Hall

Gainesville, FL 32611

Tel: (904) 392-0378

Fax: (904) 392-3224

Manejo de Demanda

Transportation Demand Management (TDM)

- **Enfasis Actual y Futuro (ISTEA)**
- **Un Programa de manejo de Demanda debe Incluir:**
 - **Más de un Modo de Transporte y Más de un Servicio**
 - **Incentivos Para Inducir al Conductor a No Manejar por si Solo**
 - **Un Programa de Manejo de Crecimiento**
 - **Balance Entre Capacidad y Demanda**
 - **Un Mecanismo de Implementación (ej. Ley)**

Manejo de Demanda

Transportation Demand Management (TDM)

- El manejo de Demanda Enfoca en:
 - Evitar la Congestión en el Futuro
 - Mitigar la Congestión Actual

Evitando la Congestión en el Futuro

1. Manejo del Crecimiento
2. Sistemas de Precio
3. Zonas de Restricción de Vehículos
4. Diseñando para Minimizar el Tránsito
5. Acuerdos para Controlar la Demanda

Evitando la Congestión en el Futuro

1. Manejo del Crecimiento

- La Necesidad de Una Política Pública Para Controlar:
 - La Localización del Desarrollo
 - El Patrón Geográfico
 - La Densidad
 - La Razón y la Calidad del Desarrollo
- Conceptos de Generación de Viajes
- Puede Incluir Control en
 - Vivienda
 - Desarrollo Económico
 - Espacios Libres ó Abiertos
 - Planificación

Evitando la Congestión en el Futuro

2. Sistemas de Costeo

- Cobrarle al Usuario por Usar Una Carretera
- Reacción del Usuario:
 - Aceptar y Pagar
 - Usar Otro Modo de Transporte
 - Usar Rutas Alternas
 - No Hacer el Viaje

Evitando la Congestión en el Futuro

2. Sistemas de Costeo (cont.)

- ¿Más Impuestos?
- El Peaje es un Sistema de Costeo
 - Variación de Hora Pico y No Pico
- Tecnología AVI
- Establecer un Sistema Para Administrar los Ingresos
- Barreras Políticas: Difícil de Establecer

Evitando la Congestión en el Futuro

3. Zonas de Restricción de Vehículos

- Una Zona Donde Viajar en Auto Está
 - Regulado
 - Controlado
 - Limitado
- Usos Típicos
 - Preservar la Vitalidad de Un Centro Urbano
 - Mejorar la Calida Ambiental
 - Fomentar el Uso de Otros Modos de Transporte

Evitando la Congestión en el Futuro

4. Diseñando para Minimizar el Tránsito

- ¿Por Qué se Guía Solo?
 - Ir al Trabajo
 - Ir de Compras
 - Hacer Mandados
- El Concepto de Vecindarios “Nuevo-Tradicionales ”
 - Disminuyen la Velocidad
 - Con el Peatón en Mente
 - Invitan a Caminar
 - Desalientan el Manejar
 - Los Estándares de Diseño Pueden ser una Barrera

Evitando la Congestión en el Futuro

5. Acuerdos para Controlar la Demanda

- El Gubernamental Municipal Obliga al Sector Privado a Participar en la Mitigación de Tránsito como una **CONDICION** para que se le Apruebe un Proyecto
- Hay que Establecer una Meta
 - Nivel Mínimo de Participacion en Programas de Compartir Vehículos (“Ridesharing”)
 - Estipular Cuantos Viajes Hay que Eliminar

Manejo de Demanda

Mitigando la Congestión Actual

1. Compartir Vehículos
("Ridesharing")
2. Horas de Trabajo Alternas
3. Ordenanzas (Leyes) Para
Eliminar Viajes

Mitigando la Congestión Actual

1. Compartir Vehículos

- “Carpooling”
 - Uso de Vehículos Privados Para Transportar Compañeros de Trabajo
 - Costo Compartido
- “Vanpooling”
 - 8-15 Pasajeros
 - Tarifas Mensuales
 - Tres Tipos:
 - Auspiciado por el Patrono
 - Un Tercer Partido
 - Operado Por El Dueño

Mitigando la Congestión Actual

1. Compartir Vehículos (cont.)

- “Buspooling”
 - Autobuses Alquilados
 - Servicio Puede ser Provisto a Varios Niveles:
 - A Nivel Regional (ej. Una Agencia de Planificación)
 - A Nivel Sub-Regional Bajo Una Unidad de Gobierno (ej. Un Gobierno Municipal)
 - A Nivel Sub-Regional Bajo Empleados Privados (Solo los Empleados Pueden Usar el Servicio)
 - A Nivel Residencial (ej. Una Asociación de Vivienda, Residentes de un Condominio, etc.)

Mitigando la Congestión Actual

2. Horas de Trabajo Alternas

- Horas Escalonadas
 - Ciertos Grupos de Trabajadores Empiezan a Trabajas a Horas Diferentes
- Tiempo Flexible
 - Horas de Salida y Llegada al Trabajo Varían

Mitigando la Congestión Actual

2. Horas de Trabajo Alternas (cont.)

- Semana de Trabajo Acortada
 - 4-40
 - Impacto Doble
 - Se Elimina Un Día de la Semana
 - Al Salir Más Tarde, los Viajes se Dan Fuera de la Hora Pico
- "Telecommuting"
 - Efecto en el Uso de Terrenos

Mitigando la Congestión Actual

3. Ordenanzas Para Eliminar Viajes

- Una Ordenanza ó Ley Para Limitar el Número de Viajes Generados por un Desarrollo Nuevo
- Son Una Alternativa Atractivas Porque:
 - Tienden a Reducir Viajes Más Significativamente Porque Afectan un Area Extensa
 - Son más Justas al Distribuir La Carga Más Equitativamente Entre Desarrollos Existentes y Futuros
 - Son Menos Vulnerables a Problemas Legales Que el Poner Condiciones Para la Aprobación de Desarrollos

Fondos y Medidas Institucionales

Fondos

- Cargos al Usuario
 - Registro de Vehículos
 - Arbitrios al Combustible (ej. "Highway Trust Fund")
 - Arbitrios al Estacionamiento, Tarifas, y Multas
 - Peajes
 - Tarifas de Transportación Colectiva
 - Utility Fees
- Fondos Públicos
- Fondos Federales (ISTEA)
- Bonos
- Consorcios Público/Privados

Fondos y Medidas Institucionales
Medidas Institucionales

- Asociaciones de Manejo de la
Transportación (TMAs)
- Equipos de Manejo de la
Transportación
- Manejo de Tránsito a Nivel Regional

Fondos y Medidas Institucionales
Medidas Institucionales **(cont.)**

- Desarrollo del Recurso Humano
 - Cambio en las Destrezas Necesarias
 - Estar Familiarizado con Computadoras
 - Usar Consultores Capacitados
 - Entrenamiento y Educación Continuada
 - Salarios
 - Prácticas de Empleos y Aumentos
 - Desarrollo Profesional
 - Grados Avanzados
 - Asociaciones Profesionales



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

SIMULACION PRAGMATICA DEL TRANSITO

EXPOSITOR: DR. GUIDO RADELAT EGÜES

1997

48



14. SIMULACION PRAGMATICA DEL TRANSITO

Por Guido Radelat Egües

MODELACION

Modelo es una representación artificial de un sistema real. El modelo constituye otro sistema que debe ser más accesible y fácil de manipular que el sistema real que representa. Al proceso de crear un modelo se está llamando ahora *modelación*.

El modelo es siempre, en mayor o menor grado, una abstracción del sistema real equivalente. Un modelo representa la realidad en la forma más simple posible, por razones obvias, y posee sólo aquellas características del sistema real que se desean estudiar.

Modelos físicos y simbólicos

Los modelos más empleados en ingeniería son los físicos y los simbólicos.

Los *modelos físicos* son generalmente réplicas físicas del sistema que representan, a distinta escala. Los que se usan para estudiar sistemas hidráulicos y aerodinámicos son bien conocidos.

Los *modelos simbólicos* representan los elementos del sistema real por medio de símbolos que expresan relaciones matemáticas y lógicas similares a las de sus elementos reales homólogos. Una ecuación matemática o un gráfico que defina un fenómeno real son ejemplos de los modelos simbólicos más sencillos.

Los modelos simbólicos determinan los valores de variables dependientes, partiendo de los de variables independientes. Las primeras son las *salidas* del modelo y las segundas las *entradas*. Entre las salidas se encuentran con frecuencia *indicadores de efectividad* del sistema representado.

Por ejemplo, en un modelo de una intersección regulada por dos señales de "Alto", las entradas principales pueden ser las características geométricas de las vías que se cruzan, los volúmenes de tránsito por movimiento direccional (de frente, giro a izquierda o derecha) y la forma de distribución temporal de la llegada de los vehículos a la intersección (uniforme, aleatoria, etc.). Las salidas serían el número de vehículos que cruza la intersección en una hora, las demoras por hora y por vehículo. De las salidas, la que sería el verdadero indicador de efectividad del sistema es la demora por vehículo.

En estos últimos años ha estado muy en boga el uso de los modelos simbólicos para expresar teorías, métodos y técnicas en forma precisa y bien determinada. Con ellos es posible aplicar eficientemente las leyes de las teorías para derivar valores de unas variables en función de otras o prever los efectos de cambios en los sistemas que representan.

En lo que sigue sólo se trata de modelos simbólicos.

Procedimientos de optimización

Son los que contienen algoritmos que determinan el valor de ciertas variables que optimizan indicadores de efectividad. No deben confundirse con los modelos, que representan un sistema real sin efectuar optimización alguna. Sin embargo, los procedimientos de optimización suelen contener uno o más modelos en su seno. Uno de estos procedimientos muy usado en ingeniería de tránsito es el llamado TRANSYT, que optimiza los tiempos de un sistema de semáforos basado en un modelo simbólico evaluativo que contiene.

Modelos analíticos y de simulación

Llamamos *modelos analíticos* a aquéllos que describen un sistema real por medio de un conjunto de expresiones matemáticas. Algunos de estos modelos producen sus resultados mediante una sola aplicación de esas expresiones matemáticas. En otros existe una interacción entre los resultados y las reglas que los determinan, de manera que es preciso empezar con ciertos resultados preliminares, aplicar las reglas y obtener nuevos resultados, que a su vez modifican las reglas. Este proceso *iterativo* continúa hasta que se satisface cierta condición. Ejemplos de esta clase de modelos son los de planeación urbana, tales como los modelos de uso del suelo o de asignación de tránsito.

Denominamos modelos de simulación a la representación de un sistema real por medio de la reproducción, generalmente en orden cronológico, de los sucesos de interés que tiene lugar en el sistema real. La reproducción se realiza de acuerdo con relaciones matemáticas y decisiones lógicas. En algunos modelos el sistema representado se actualiza a intervalos de tiempos fijos (un segundo, 10 segundos, etc.). A estos intervalos se le ha llamado *pasos* y al procedimiento *simulación por pasos*. Otros modelos actualizan solamente cuando ocurre un suceso de interés (llegada de un vehículo, comienzo de una obstrucción, etc.) aplicando lo que se denomina *simulación por sucesos*. Esta última, aunque es más difícil de concebir, resulta generalmente más eficiente que la simulación por pasos, pero cuando el sistema que se simula es muy complejo y extenso, los sucesos de interés son tan frecuentes que se impone la simulación por pasos.

Ejemplos de modelos de simulación abundan en el campo de la ingeniería vial y entre ellos podemos citar el modelo T3DRS que simula el comportamiento de camiones cuando frenan y cambian de dirección, y el modelo NETSIM que representa la circulación del tránsito en redes urbanas.

Los modelos analíticos proporcionan resultados finales inmediatamente. Los de simulación representan los sucesos que acontecen durante un periodo de tiempo especificado y van produciendo resultados durante ese periodo, que se sintetizan al final del mismo. Es como si el modelo analítico fuera una fotografía y el de simulación una película.

Generalmente los modelos de simulación representan variaciones aleatorias que son independientes del valor de las entradas del modelo. Por esta razón las salidas del modelo varían al azar, si éste se usa en simulaciones sucesivas, aunque las entradas permanezcan

invariables. Por el contrario las salidas de los modelos analíticos son fijas para un conjunto específico de condiciones. Esto se aclara más adelante.

También podemos decir que el modelo analítico es más *científico* y el de simulación más *ingenieril*.

Tanto los modelos de simulación como los analíticos complejos, se ejecutan en un computador, por lo que hay que preparar para ellos un programa informático que refleje fielmente las características del modelo. No obstante, los modelos de simulación están más orientados hacia su ejecución en computador. A veces el programa es la única descripción detallada que existe del modelo, razón por la que a esos modelos se les llama programas con tanta frecuencia como impropiedad.

En ingeniería de tránsito los modelos de simulación se suelen clasificar en *microscópicos* y *macroscópicos*. Los primeros representan cada vehículo individualmente mientras que los segundos simulan el tránsito en función de parámetros globales tales como el volumen, la densidad, la velocidad media, o bien tratan los vehículos en grupos.

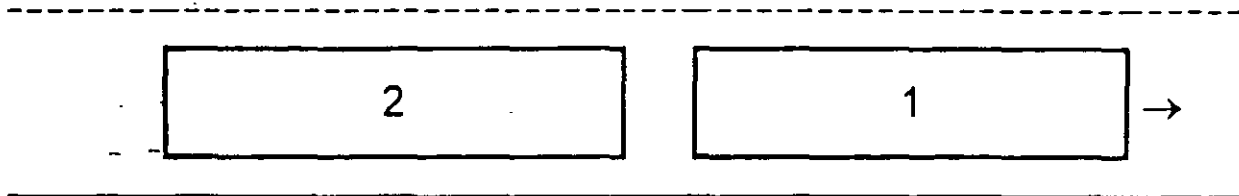


Figura 14-1 Autobuses en un carril exclusivo en un paradero

↳ EJEMPLO: Supóngase el caso improbable de un carril exclusivo para autobuses en el cual el horario de ellos es de tal modo que solo dos autobuses pueden encontrarse en un paradero. Los autobuses no pueden adelantarse unos a otros, de modo que si el segundo que llega al paradero está listo para salir antes que el primero, tiene siempre que esperar que el primero arranque para arrancar él. Se quiere calcular el tiempo de permanencia promedio de los autobuses en el paradero en función de su tiempo de servicio (el que tarda en cargar y descargar pasajeros) y el intervalo entre los autobuses (tiempo que media entre sus llegadas al paradero). Para ello se puede seguir la ruta de los modelos analíticos o de los de simulación como se expresa a continuación.

Modelo analítico

Variables

Tiempo de servicio del primer autobús (s)	t_1
Tiempo de servicio del segundo autobús (s)	t_2
Tiempo de servicio medio (s)	\bar{t} (para los dos autobuses)
Intervalo entre autobuses (s)	i
Intervalo medio entre autobuses (s)	\bar{i}
Tiempo de permanencia medio (s)	\bar{t}_p

Tiempo de permanencia medio del primer autobús (s) \bar{t}_{p1}
 Tiempo de permanencia medio del segundo autobús (s) \bar{t}_{p2}

Lógica

El tiempo de permanencia medio del primer autobús es su tiempo de servicio medio. El del segundo autobús es la media de la suma de sus tiempos individuales de servicio y el los tiempos de espera de la salida del primer autobús cuando éste termina su tiempo de servicio después que el segundo autobús terminó el suyo. En otras palabras, el tiempo individual de permanencia del segundo autobús es el mayor de los siguientes tiempos: (1) su tiempo de servicio o, (2) la diferencia entre el tiempo de servicio del primer autobús y el intervalo de llegada entre los dos autobuses. Si se supone que el tiempo de servicio para los dos autobuses tiene el mismo valor medio y la misma distribución probabilística de valores, entonces se puede calcular *aproximadamente* el valor del tiempo de permanencia medio del segundo autobús por la expresión:

$$\bar{t}_{p2} = \Pr\{t_2 \geq (t_1 - i)\} \cdot \bar{t} + \Pr\{t_2 < (t_1 - i)\} \cdot (\bar{t} - \bar{i}) \quad (14-1)$$

donde Pr significa probabilidad.

Los valores de \bar{t} e \bar{i} son estimativos y para hallar las probabilidades hay que conocer la distribución probabilística de t e i , es decir el conjunto de las probabilidades que corresponden a la ocurrencia de cada valor específico de que esas variables. En este caso la distribución normal (la de forma acampanada) parece ser una buena aproximación y para utilizarla se debe conocer o estimar la *distribución típica* (medida de variabilidad) de las variables, aparte de su valor medio. Evidentemente, para hacerlo hay que dominar la estadística bastante bien.

Suponiendo que siempre se encuentren dos autobuses en el paradero, el tiempo medio de permanencia de todos ellos será:

$$\bar{t}_p = \frac{\bar{t} + \bar{t}_{p2}}{2} \quad (14-2)$$

donde \bar{t}_{p2} se obtiene de la Ecuación 14-1.

Modelo de simulación

A continuación se presenta con más detalles, en notación de programación informática, una descripción de un procedimiento de simulación para atacar el mismo problema, que es algo más amplio que el modelo analítico que se esbozó.

Definir variables de entrada:

Tiempo de simulación (s), TSimulación = 3600
 Número de autobuses en el paradero, NúmeroB = 2

Tiempo de servicio medio (s), $T_m = 100$
Intervalo medio, (s), $I_m = 50$

Inicializar variables:

Tiempo transcurrido desde el inicio de la simulación (s), $Tiempo = 0$
Número de autobuses simulados, $N_{busS} = 0$
Tiempo total de permanencia (s), $T_{tp} = 0$
Momento de llegada del autobus (s), $Llega = 0$
Momento de salida del autobus (s), $Sale = 0$
Momento de salida del último autobus, s, $Salió = 0$

Procedimiento

Simular durante el tiempo de simulación.
REPETIR HASTA $Tiempo \geq T_{Simulación}$

Procesar cada autobus B en el paradero
REPETIR para $B = 1$ a $NúmeroB$

Calcular los momentos de llegada ($Llega$) y salida ($Sale$) del autobus y su tiempo de permanencia (T_p) usando intervalo medio (I_m) y tiempo medio de servicio (T_m)

$Llega = Llega + I_m \pm$ desviación aleatoria

$Sale = Llega + T_m \pm$ desviación aleatoria

$Tiempo = Sale$ [Actualización del tiempo simulado ($Tiempo$)]

El autobús no puede salir a menos de 3 s de la salida del último ($Salió$)

SI $Sale < (Salió + 3)$ ENTONCES $Sale = Salió + 3$

$T_p = Sale - Llega$

$Salió = Sale$ [Actualización de la salida del último autobús]

Acumular el número de autobuses simulados (N_{busS}) y el tiempo total de permanencia (T_{tp})

$N_{BusS} = N_{BusS} + 1$

$T_{tp} = T_{tp} + T_p$

Si es el último autobús del paradero, aplazar la llegada del siguiente autobus 5 t
tiempos de servicio medios

SI $B = NúmeroB$ ENTONCES $Llega = Llega + 5 * T_m$

OTRO B

CONTINUAR incrementando $Tiempo$

Calcular el tiempo de permanencia medio

$T_{pm} = T_{tp} / N_{BusS}$

FIN

Ventajas y desventajas de los modelos analíticos y de simulación

Los modelos analíticos son más elegantes que los de simulación, y su lógica es mucho más breve y concisa. Eso significa que son mucho más fáciles de depurar que los largos programas que se suelen escribir para los modelos de simulación. Esta ventaja es muy importante desde el punto de vista de la exactitud del modelo, pues si su programa contiene errores ocultos significativos, el modelo no será correcto.

También los modelos analíticos son más rápidos y más económicos. Como los de simulación suelen producir resultados aleatorios, es necesario ejecutar varias veces sus programas y calcular las medias de los resultados. Si la variación aleatoria de los resultados es grande, el número requerido de ejecuciones o réplicas del programa puede ser alto lo que consume recursos de cómputo apreciables. No obstante, como el costo de la computación ha descendido vertiginosamente recientemente esta dificultad se ha reducido con igual rapidez.

Por las razones apuntadas, siempre que sea posible, se debe tomar la ruta de los modelos analíticos; pero no siempre existe esa posibilidad. Cuando el sistema a modelar es muy complejo, la formulación matemática de todas las relaciones significativas que ocurren en el sistema es sumamente difícil y muchas veces resulta imposible desde el punto de vista práctico. La abstracción o simplificación de ese sistema real para facilitar su representación matemática puede alejar demasiado el modelo de la realidad. También el esfuerzo y capacidad mental que exige una formulación matemática de ese calibre necesita la intervención de modeladores de talento extraordinario que son caros y difíciles de conseguir.

En esos casos complejos es donde la simulación resulta más útil, pues al reducir el problema a la representación de sucesos individuales, hace más hacedera la concepción intelectual del modelo aunque alargue mucho los procesos lógicos. Por ese motivo, los modelos de simulación se prestan admirablemente para resolver los complicados problemas del tránsito.

Es necesario advertir que prácticamente todos los modelos de simulación contienen modelos analíticos en su seno. También lo contrario puede ser cierto. A veces se ataca un problema elaborando un modelo analítico y cuando la formulación conceptual de algunos fenómenos resulta demasiado complicada para el investigador, se definen esos fenómenos utilizando pequeños modelos de simulación que quedan integrados al modelo analítico.

VARIABILIDAD EN LOS MODELOS DE SIMULACIÓN

Importancia de la variabilidad

Es en general muy importante tener en cuenta las variaciones de los valores que estiman los modelos de simulación del tránsito, pues ellas pueden tener una influencia decisiva en las medidas de efectividad del sistema que se analiza, que no revela el análisis de los valores medios. En el ejemplo de modelación que se expuso, si no se hubiera tenido en cuenta la variabilidad de los intervalos entre buses y de los tiempos de servicio, el tiempo de permanencia habría sido siempre igual al tiempo de servicio. Un ejemplo notorio de la influencia de las variaciones es el de la velocidad media de las cometas vehiculares; pues mientras mayores son las variaciones en las velocidades a que quieren y pueden ir los

conductores, menor será la velocidad media de la corriente, ya que los vehículos lentos retrasan a los más rápidos mientras que los rápidos no pueden apurar a los lentos.

Variaciones aleatorias y modos de representarlas

Ciertas variaciones de los valores que se simulan tienen causas conocidas; son *determinísticas*. Otras son *aleatorias*, es decir, que sus causas no se pueden determinar, o bien, que es muy difícil o no vale la pena determinarlas. Por ejemplo, aunque se sepa que la demanda de tránsito media en una vía sea de 1,000 vehículos por hora a cierta hora del día, en ciertos momentos esta demanda puede variar, digamos, de 800 a 1,200 vehículos por hora, debido a una multitud de factores que escapan al conocimiento del ingeniero de tránsito.

Para que el modelo de simulación proporcione resultados útiles debe representar las variaciones aleatorias de las variables consideradas en forma cercana a la correspondiente al mundo real. Los valores que toma una variable aleatoriamente no ocurren con la misma frecuencia. A veces son más frecuentes los valores cercanos a la media y su frecuencia disminuye a medida que se alejan de ésta; otras veces se acumulan lejos de la media. La manera como se distribuyen estos valores se llama *distribución de frecuencias* y si estas frecuencias se usan para estimar probabilidades, entonces dan origen a una *distribución de probabilidades*.

La generación de valores aleatorios para una variable se efectúa en dos fases: (1) se genera un número al azar, que se denomina *número aleatorio* y, (2) con ese número se identifica una probabilidad, y en una distribución de probabilidades se determina el valor aleatorio de la variable considerada que corresponda a esa probabilidad, o bien su *desviación* de la media de esa variable. De este modo se trata de que los valores aleatorios ocurran en la simulación con la misma probabilidad que ocurren en la vida real.

Números aleatorios

Son números que tienen distribución de probabilidades *uniforme* o *rectangular*, es decir, que cada número del mismo número de cifras tiene la misma probabilidad de ser seleccionado. Además, la generación de un número es independiente de la del seleccionado anteriormente. Se definen estos números frecuentemente entre el 0 y el 1 y así corresponden directamente a valores de probabilidades, pero se pueden hacer transformaciones de ellos para adaptarlos a la aplicación deseada.

Hace años estos números se generaban mecánicamente con una ruleta u otro instrumento análogo y se preparaban tablas con ellos. Ahora se acostumbra a calcularlos por medio de un algoritmo que computa un número nuevo partiendo del que se ha producido anteriormente. Los números generados en esta forma no son completamente aleatorios, por lo que se llaman *números pseudoaleatorios*, pero tienen la ventaja de que se obtienen con gran rapidez y se puede usar la misma sene de números o una sene distinta. Para lo primero hay que elegir el mismo número original o *semilla* y para lo segundo seleccionar una nueva semilla. Se puede escribir un pequeño programa informático para generarlos, pero ahora casi todos los lenguajes de programación (y hasta calculadoras científicas) los suministran automáticamente.

4.011

Generación de valores aleatorios

Distribución de deciles

La manera más sencilla de generar valores aleatorios, pero también la más imprecisa, es por medio de la distribución de deciles. Para ello se prepara un gráfico de los valores de la variable considerada (ordenadas) contra las frecuencias acumuladas de la ocurrencia de esos valores (abscisas), al contrario de lo que se hace en las distribuciones de frecuencia convencionales. Se divide la porción ocupada del eje de las abscisas en diez intervalos iguales. Cada intervalo representa un décimo del total de frecuencias, y en cada uno de ellos se identifica el valor medio de la variable o *decil*, que corresponde a ese décimo de frecuencia total. Entonces la distribución se reduce a diez valores que se supone tienen la misma probabilidad de ocurrir. Los intervalos se numeran del uno al diez, y generando un número aleatorio entre 1 y 10 se selecciona aleatoriamente el decil correspondiente a ese intervalo. Se espera que éste será un valor representativo de la variable generado aleatoriamente con una probabilidad relacionada con su ocurrencia en la realidad. Si el número aleatorio no se puede generar directamente, es fácil tomar uno del 0 al 1, multiplicarlo por 10, truncarle la parte decimal y añadirle 1.

✓ EJEMPLOS

La Figura 14-2 muestra una distribución continua de frecuencias acumuladas para las brechas entre vehículos que se aceptan para atravesar una corriente vehicular después de haber parado. Esta distribución ha sido convertida en un histograma de 10 columnas que representan los deciles de esa variable.

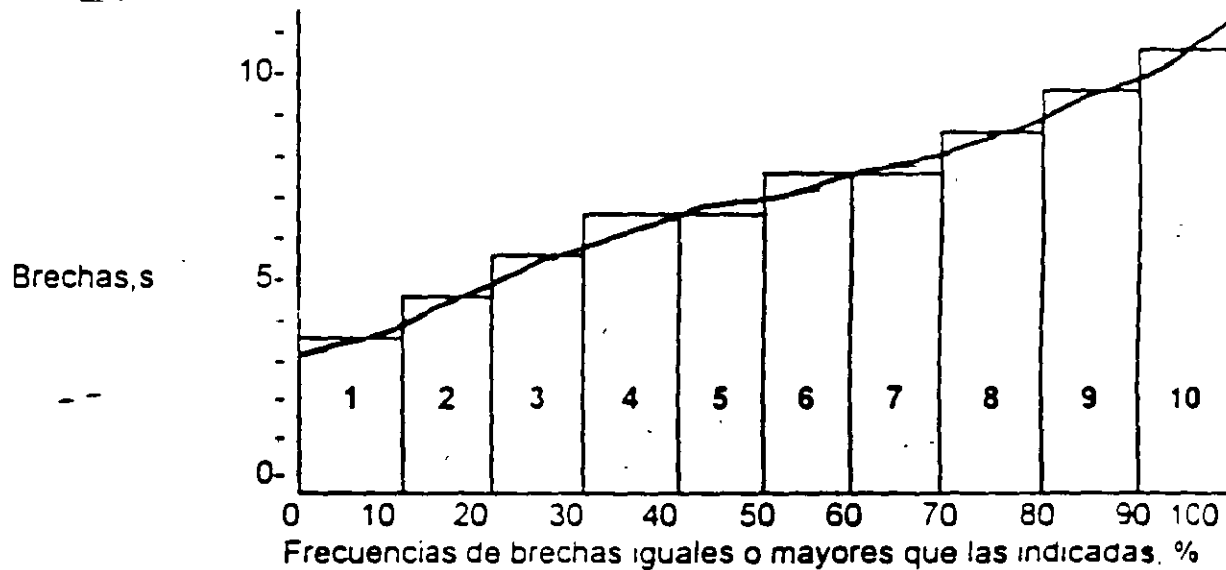


Figura 14-2 Distribución de deciles para brechas mínimas aceptables

En casos en que la distribución de probabilidades de una variable no altere su forma general, aunque cambie el valor medio de esa variable, entonces se puede utilizar una distribución de deciles de los factores aleatorios por los cuales habría que multiplicar la media para obtener las variaciones aleatorias. La Tabla 1 muestra una distribución de deciles de factores aleatorios para la media del tiempo de permanencia de buses.

Tabla 14-1

Distribución de deciles de factores de corrección para la media del tiempo de permanencia de buses.

Número aleatorio	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Factor de corrección	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.3	1.4	1.7

FUENTE: Federal Highway Administration. *Traffic network analysis with Netsim, a user guide* (Washington, DC: FHWA, 1980), 114.

Otra distribución de deciles de este último tipo es la que se puede usar para obtener desviaciones aleatorias para la media de variables cuya distribución se aproxime a la normal. Para ello es preciso conocer o estimar la desviación típica de la variable o en su defecto su amplitud de variación. La desviación aleatoria se obtiene multiplicando la desviación típica (o la sexta parte de la amplitud, en casos extremos) por el factor de corrección correspondiente.

Tabla 14-2

Distribución de deciles de factores de corrección para la desviación típica de variables de distribución analoga a la normal

Número aleatorio	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Factor de corrección	-2.00	-1.05	-0.65	-0.40	-0.15	+0.15	+0.40	+0.65	+1.05	+2.00

Uso de distribución de frecuencias con búsqueda en tabla

Cuando se quiere hacer una simulación más precisa y la distribución de frecuencias de la variable a simular se aproxima a una distribución matemática de probabilidades, entonces es mejor utilizar la ecuación de esa distribución matemática para tomar de ella los valores aleatorios de la variable que se considera. Cuando esta distribución es discreta, como la de Poisson, no hay más remedio que realizar una comparación sucesiva de valores que se llama *búsqueda en tabla*. La tabla se suele construir con la probabilidad como variable independiente y los valores de la variable de interés como dependiente. Para construirla se escoge una serie de valores convenientes de la variable y se calculan sus probabilidades respectivas de ocurrencia usando la ecuación de la distribución. Entonces se generan números aleatorios del 0 al 1, se determina donde caen esos números entre los valores de las probabilidades calculadas y se seleccionan los valores de la variable de interés que corresponden a los de las probabilidades donde cayeron los números. El mismo procedimiento se ha usado también para distribuciones continuas como se muestra a continuación.

EJEMPLO: La distribución de frecuencias de los intervalos de tiempo entre vehículos en una corriente vehicular se considera aleatoria cuando la interacción vehicular es insignificante y la regulación del tránsito no ejerce efectos apreciables en su movimiento. En estas condiciones, para intervalos mayores de un segundo, esa distribución se asemeja mucho a la

llamada distribución exponencial negativa, que es una distribución continua derivada de la distribución discreta de Poisson. La ecuación que define esta distribución es

$$r(i < t) = 1 - e^{-\frac{qt}{3600}} \quad (14-3)$$

donde: Pr = probabilidad
 i = intervalo (s)
 t = periodo de tiempo específico (s)
 e = base de los logaritmos naturales = 2.71828
 q = volumen de tránsito (vehículos/h)

Para un volumen de tránsito de 400 vehículos/h, aplicando la ecuación (3) podemos calcular los valores de la Tabla 3.

Tab. 14-3
 Periodos de tiempo y probabilidades de que los intervalos entre vehículos sean menores que los periodos

Periodo (s), t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Pr (Intervalos < t)	0.105	0.199	0.283	0.359	0.426	0.486	0.541	0.589	0.632	0.671

La segunda fila de esta tabla presenta las probabilidades de que ocurran intervalos menores que los valores de la primera fila, pero la probabilidad de que ocurra un intervalo *entre* dos de esos valores es igual a la *diferencia* entre las probabilidades asignadas a ellos. De este modo, la probabilidad de que ocurra un intervalo entre 1 y 2 segundos o, que se genere un número aleatorio entre 0.199 y 0.283, sería la misma: 0.094. La probabilidad de que ocurra un intervalo entre 9 y 10 segundos sería mucho menor: 0.039.

Ahora bien, si se genera un número aleatorio de 0.463, este cae entre las probabilidades correspondientes a los intervalos de 5 y 6 segundos. El modelo puede tener un algoritmo para interpolar entre esos dos valores y generar un intervalo de 5.6 s, redondearlo al entero más cercano, 6, o simplemente elegir el límite menor, 5. La decisión depende de la precisión del resto de la simulación. Así se ha intentado generar un valor aleatorio con la misma probabilidad con que ocurre en el mundo real. Si el número aleatorio es menor de 0.105 se desecha pues no se debe usar la distribución exponencial negativa para generar intervalos menores de un segundo. La Ecuación 14-3 se puede modificar para que limite el valor mínimo del intervalo, pero no queremos complicar más el ejemplo.

Esta búsqueda en tabla alarga algo la programación del modelo y realmente, sólo se justifica en los casos de distribuciones discretas. En una distribución continua como ésta es mejor usar directamente la distribución de probabilidades, como se expone a continuación.

Uso de la distribución de frecuencias directamente

Para usar directamente la distribución de frecuencias en la generación de valores aleatorios, es preciso *invertir* la ecuación que define esa distribución, esto es, despejar la variable aleatoria y usar la probabilidad como variable independiente. De este modo los números aleatorios generados se interpretan como probabilidades. Este procedimiento se explica más concretamente en el ejemplo siguiente

➤ **EJEMPLO:** Continuando con el ejemplo anterior, se va a invertir la Ecuación 14-3. Para ello se toman logaritmos naturales a ambos miembros de la ecuación y se despeja t .

$$t = 3,600 \frac{\ln[1 - \Pr(i < t)]}{q}$$

Sustituyendo $\Pr(i < t)$ por un número aleatorio N_s , la ecuación proporciona valores del intervalo aleatoriamente y con la misma probabilidad que se supone ocurre en el mundo real. La probabilidad de ocurrencia de N_s es la misma que la de $1 - N_s$, lo que da origen a dos expresiones equivalentes.

$$t = \frac{3,600 \ln(1 - N_s)}{q} \quad \text{o} \quad \frac{3,600 \ln N_s}{q} \quad (14-4)$$

Si el volumen, q , sigue siendo de 400 vehiculo/h y el número aleatorio, N_s , generado es de 0.463, la primera forma de la Ecuación 14-4 produce 5.60 como valor t del intervalo, que es el mismo que se interpoló de la Tabla 14-3. Este procedimiento es muy superior al de la búsqueda en tabla por razones obvias.

Génesis de un modelo de simulación

En la génesis de un modelo de simulación intervienen dos técnicas distintas: la *modelación* y la *programación informática*. Ya se ha visto que la modelación es la representación de un sistema real por un modelo. La programación es la traducción de la *lógica* o estructura

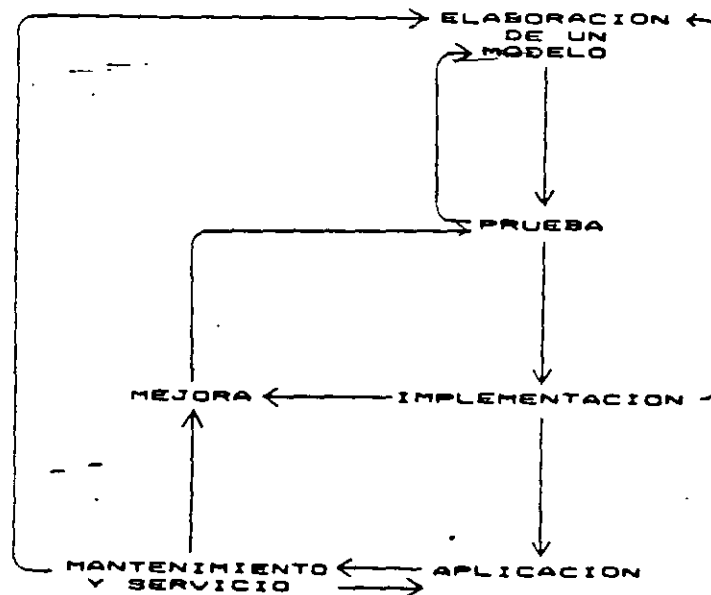


Figura 3 Actividades en la génesis de un modelo de simulación
 FUENTE: Guido Radet, "Simulation developments in progress"
Application of traffic simulation models. (Washington, DC: FHWA, 1982), 54-58.

conceptual del modelo a un lenguaje que el computador entienda; pero esas técnicas se entrelazan tanto que es difícil distinguir una de la otra. A veces son aplicadas por personas diferentes, pero la que modela debe conocer algo de programación para saber qué forma debe dar a su lógica; y también es necesario que la que programe tenga nociones de lo que trata la lógica para poderla interpretar mejor.

La génesis de un modelo de simulación comprende las fases de (1) elaboración, (2) prueba o verificación, (3) implementación, (4) aplicación y, (5) mantenimiento y servicio; como se indica en la Figura 3.

Elaboración

En la elaboración de un modelo se pueden distinguir las etapas siguientes: (1) *determinación de funciones*, (2) *definición de entradas y salidas*, (3) *concepción y desarrollo de la lógica del modelo*, (4) *inicio de la documentación narrativa*, (5) *escritura del programa*, (6) *dépuración del programa* y, (7) *conclusión de la documentación*.

Determinación de las funciones del modelo

La función que va a realizar un modelo es su propia razón de ser. El modelo, como cualquier otro tipo de técnica, responde a una necesidad, y antes de proceder elaborarlo es necesario definir la forma en que va a satisfacer esa necesidad y predecir si su elaboración va a resultar ventajosa. En esta etapa se adquiere también una idea general sobre cómo va a estar constituido el modelo y cómo va a funcionar para cumplir con su cometido. Es conveniente determinar aquí, en forma general, cuáles van a ser las entradas y salidas del modelo

Concepción y desarrollo de la lógica del modelo

Esta es la etapa más importante en la elaboración de un modelo y se puede realizar en de acuerdo a distintos procedimientos. Uno que ha dado muy buenos resultados es el siguiente:

1. Se establece la lógica general del modelo y se representa por un diagrama de flujo como el de la Figura 14-4. En modelos pequeños no debe tener más de una o dos páginas.
2. Se determina la estructura conceptual del modelo pensando en la forma como se va a programar para que pueda ser ejecutado en un computador. Para ello se descompone la lógica en *módulos* que desempeñen solamente una función, a fin de que esta sea fácil de entender y de modificar. Estos módulos, que corresponderán a las subrutinas del programa informático, se representan por un *diagrama estructural* como el de la Figura 14-5. En este diagrama, utilizado por la ingeniera Unbe en su tesis de maestría¹, se indica brevemente la función de los módulos y las relaciones entre ellos.
3. La lógica de cada módulo se describe, no en lenguaje de programación, sino en lengua vernácula (como la castellana), en lo que llamamos *diagrama de proceso*, tal como el de la Figura 14-6². A este nivel ya se definen todas las variables y se designan sus símbolos, por lo que en este diagrama se indican las variables de entrada, el proceso o procedimiento que realiza el módulo, y las variables de salida
4. Estos diagramas y la lógica que representan se revisan y depuran lo mejor que sea posible antes de pasar a la actividad siguiente

¹ Rubiela Unbe Yepes, "Análisis de intersecciones reguladas con dos señales de 'Pare'" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, 1987).

² Ibid.

El trabajo de la ingeniera Unbe fue continuado por el ingeniero Diego Darío Pérez Ruiz, "Perfeccionamiento y aplicación del modelo 'Pare'" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, 1990)

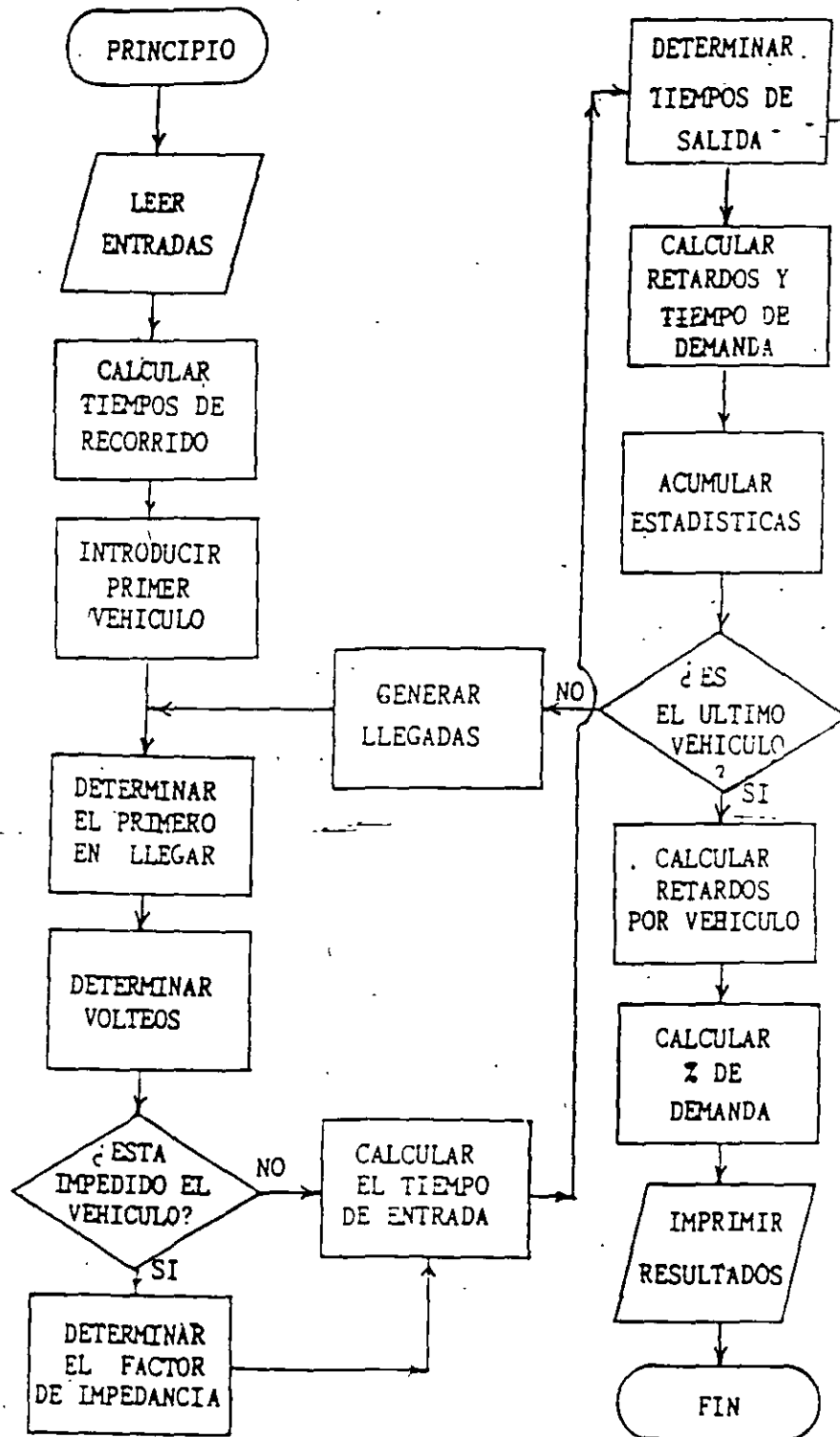


Figura 14-4 Ejemplo de diagrama de flujo

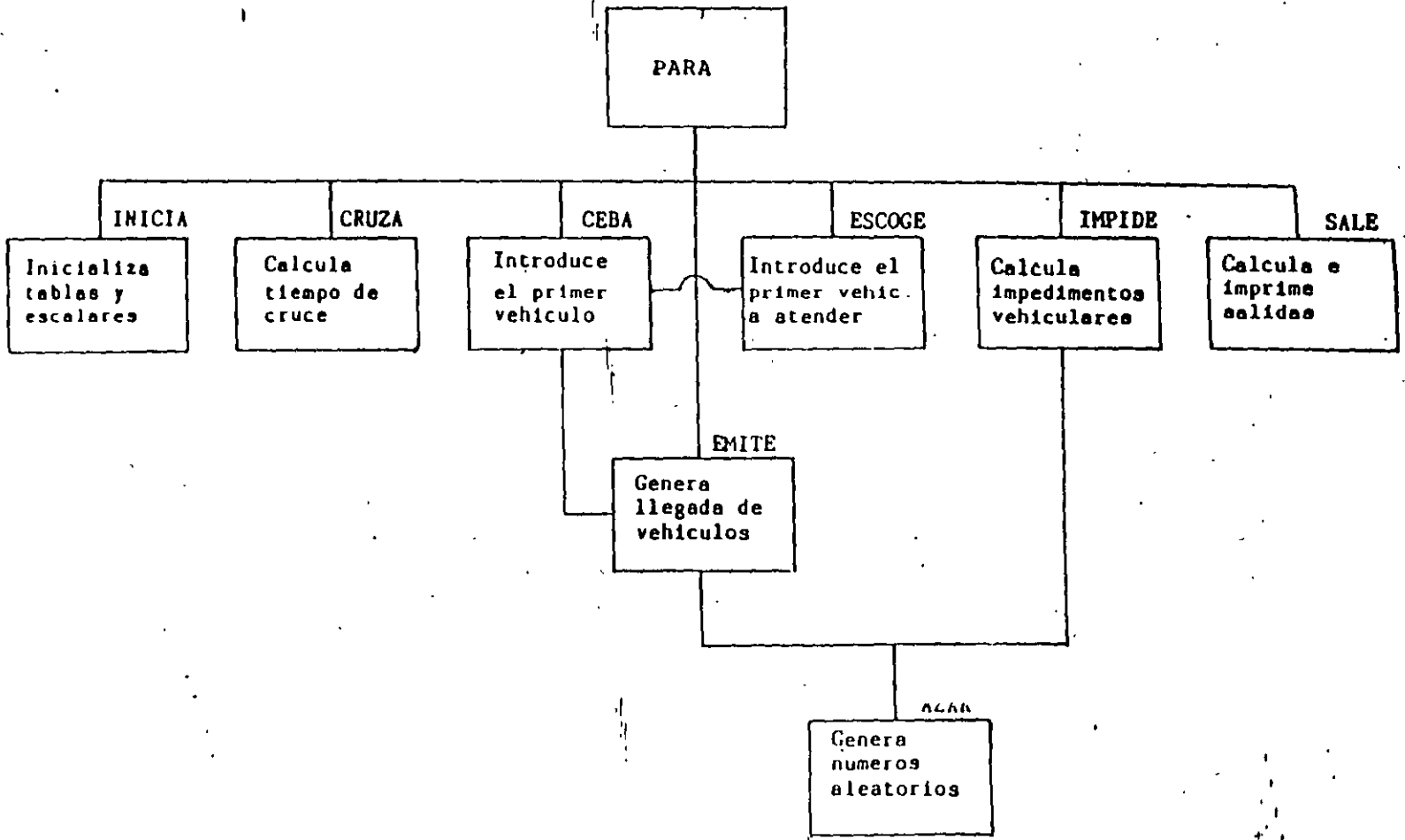


Figura 14.5 Ejemplo de diagrama estructural

ENTRADAS	PROCESO	SALIDAS
1. Acceso en cuestión $k = 1 \text{ o } 3$	Calcular los momentos de entrada a la intersección de los vehículos que vienen por la calle secundaria y giran a la derecha. El momento de entrada es cuando el vehículo en movimiento acaba de pasar sobre la línea de parada.	1. Nuevo momento de entrada a la intersección, k $ENTRA(k)$
2. Último momento de llegada real, s $ALLEGA(k)$	Retener el tiempo simulado $T = TIEMPO$ $TIEMPO = TIEMPO$	2. Variable transitoria del tiempo simulado, s T
3. Intervalo aceptable, s $ACEPTA(k)$	[A] SI el tiempo en que tardara en llegar el proximo vehiculo en la via preferencial ($TIEMPO - LISTO(k)$) es mayor o igual que el intervalo aceptable ($ACEPTA(k)$), ENTONCES $ENTRA(k) = LISTO(k)$	3. Numero de conflictos por giros a la derecha $CONF(3)$
4. Momento en que el vehiculo esta dispuesto a entrar, s $LISTO(k)$	SI el intervalo aceptado ($TIEMPO - LISTO(k)$) es menor que el intervalo minimo seguro ($SEGURO(MOV(k))$), ENTONCES Incrementar el numero de conflictos por giros a la derecha $CONF(3) = CONF(3) + 1$ Calcular e incrementar la demora en la via preferencial [?] SIGUIR	4. Demora al transito de la via preferencial
5. Tiempo simulado, s $TIEMPO$		
6. Tiempo de simulación, segundos $TSIM$	(RETORNAR)	
7. Intervalo minimo seguro, s $SEGURO(k)$ $k = 1, 2, 3$	SINO SI $TIEMPO > LISTO(k)$ $LISTO(k) = TIEMPO$ SIGUIR	
	<p>Generar un intervalo (INV) en la corriente vehicular de la via preferencial donde tengan que incluirse los vehiculos que giran a la derecha Llamar a ENTRA</p> <p>Calcular el momento de llegada del proximo vehiculo $TIEMPO = TIEMPO + INV$</p> <p>Actualizar el tiempo simulado (T) $T = T + INV$</p> <p>SIGUIR</p> <p>SI el tiempo simulado (T) es posterior al tiempo de simulación (TSIM). ENTONCES (RETORNAR)</p> <p>SINO IR a [1]</p> <p>SIGUIR</p> <p>FIN</p>	

Figura 14-6 Ejemplo de diagrama de proceso

Inicio de la documentación narrativa

Este es principalmente el texto que explica y complementa los diagramas que se crearon. Conviene hacerlos concurrentemente con la etapa anterior, cuando se tienen frescos en la mente los detalles de la estructura conceptual que se desarrolló. Esta es una de las tareas que menos agrada a modeladores y programadores.

Escritura del programa

Se trata de la traducción de la lógica a un lenguaje de programación como "QuickBasic", "Pascal", "Fortran" o "C". Es importante que esta fase no se inicie hasta que la lógica esté terminada y depurada. Desde luego, aunque la estructura del programa deba reflejar la estructura conceptual del modelo, durante la escritura siempre se complementa la lógica y a veces se advierten equivocaciones en los diagramas que se habían preparado.

Depuración del programa

Durante la etapa de la escritura del programa, y después de terminada ésta, es preciso ir realizando la enfadosa, interminable y necesaria tarea de depurar tanto el programa en sí como la lógica que refleja. El problema mayor que tienen los programas informáticos largos es lo difícil que resulta depurarlos, y es por eso que no se deben escatimar esfuerzos para hacer la tarea de depuración menos difícil y más efectiva.

Si las subrutinas del programa son la traducción de los módulos, deben ejecutar una sola función y deben ser lo más cortas que sea posible. También ayuda mucho a comprenderlas que tengan abundantes comentarios, que estos comentarios sean claros, y que todas las variables que se usen estén definidas en todas las subrutinas. Sangrías, espacios en blanco y elegancia en la presentación hacen el texto del programa más inteligible. La Figura 14-7 muestra una subrutina del programa del modelo "Netsim", escrito en "Fortran", que cumple con las condiciones necesarias.

Conclusión de la documentación

En esta etapa final se revisa y corrige la documentación y se completa, si algo se hubiera pasado por alto. Como es de suponer, esta documentación debe residir en un medio magnético y estar organizada en forma que sea fácil de corregir y actualizar.

Prueba

A pesar de todas las revisiones y depuraciones que ha sufrido el modelo durante su elaboración, después de elaborado también debe probarse. Esta prueba puede consistir en la verificación lógica de sus salidas, variando los datos de entrada entre valores extremos y se observando si las salidas responden en forma que parezca razonable. Otra prueba más rigurosa, pero sumamente cara, es la validación, mediante la cual se comparan las salidas del modelo con valores equivalentes medidos en el mundo real. Las discrepancias entre los valores correspondientes se pueden deber a fallas lógicas o a equivocaciones en el programa. Si el modelo no pasa las pruebas debe regresar a la fase de elaboración.

```

SUBROUTINE ROPN11
C
C --- CODED 3-22-78 BY B. ANDREWS
C --- REVISED 8-10-79 BY M. MASSUCCI (FOR NETSIM)
C
C --- TITLE - READ, CHECK TYPE 11 CARDS - MODULE 2261.2.2
C
C --- FUNCTION - THIS MODULE CONTROLS THE PROCESSING OF CARD TYPE 11
C
C --- ARGUMENTS - NONE
C
C ----- DESCRIPTION -----
C
C THIS MODULE DIRECTS THE CARD READING, CHECKING AND STORING OF
C CARD TYPE 11 DATA
C
C ----- THIS ROUTINE CALLED BY -----
C
C LINKFN - MODULE 2261.2
C
C ----- THIS ROUTINE CALLS -----
C
C RDRUN - MODULE 2222.1.1.1
C CEFN11 - MODULE 2261.2.2.1
C STFN11 - MODULE 2261.2.2.2
C
C ----- GLOSSARY OF VARIABLE NAMES -----
C
C ISUP BUFFER ARRAY USED TO STORE CARD CONTENTS
C TPRINT PRINT FLAG (.T. IF TABLES OF INPUT DATA NOT PRINTED YET)
C
C -----
C
C IMPLICIT INTEGER (A-Q, S-V, X), REAL (R, Z), LOGICAL (W, Y)
C
C COMMON /PRM001/ ISUP(1)
C COMMON /CLR092/ TPRINT
C
C IF (TPRINT) WRITE (6, 1000)
C
C ----- PROCESS CARDS UNTIL A CARD TYPE OTHER THAN A TYPE 11 IS FOUND
C
10 CONTINUE
CALL RDRUN
IF (ISUP(20) .NE. 11) GO TO 20
CALL CEFN11
CALL STFN11
GO TO 10
20 CONTINUE
GO TO 10
C
C ----- OUTPUT EXPLANATION OF CODES
C
IF (TPRINT) WRITE (6, 1002)
IF (TPRINT) WRITE (6, 1001)
RETURN
1000 FORMAT (1R1, 60X, 12#NETSIM LINES, //)
1 06X, 5#START. /
2 19X, 16#POCKET L A N E S, 4X, 4#TYPE, 36X,
3 16#OPPOS- UP Q, 2X, 4#FREE, 11X, 4#LANE, /
4 19X, 15#LENGTH FULL PRT, 5X, 16#OP LANE CHAV,
5 5X, 4#DIRECTION NODES ING LOST DIS FLOW,
6 1X, 8#RTOR PED, 2X, 8#ALIGN- , 6#STREET, /
7 5X, 37#LINK SPAN L R L R GRD INT,
8 2X, 40# 2 3 4 5 6 7 LEFT THRU RGHT DIAG NODE,
9 2X, 25#TIME HDT SPD CODE CODE, 1X, 4#NERT,
1 4X, 4#NAME)
1001 FORMAT (//// 27X, 19#LANE CHANNELIZATION, 22X, 4#RTOR,
1 25X, 10#PEDESTRIAN, /
2 34X, 5#CODES, 28X, 5#CODES, 26X, 5#CODES, //
3 26X, 15#D UNRESTRICTED, 18X, 17#D RTOR PERMITTED,
4 17X, 17#D NO PEDESTRIANS, /
5 26X, 18#1 LEFT TURNS ONLY, 15X,
6 18#1 RTOR PROHIBITED, 16X, 8#1 LIGHT, /
7 26X, 13#2 BUSES ONLY, 54X, 11#2 MODERATE, /
8 26X, 9#3 CLOSED, 58X, 8#3 HEAVY, /
9 26X, 19#4 RIGHT TURNS ONLY, /
1 26X, 14#5 CAR - POOLS, /
2 26X, 22#6 CAR - POOLS - BUSES)
1002 FORMAT (////45X, 61# INDICATES DEFAULT VALUES WERE SPECIFIED)
END

```

Figura 14-7 Texto de una subrutina del modelo "Netsim"
FUENTE: Guido Radelat y George Tiller, "A new system for traffic
simulation", *Public Roads* 45 (junio de 1981), 24

Implementación

Como todo producto de actividades de investigación y desarrollo, después que el modelo ha sido verificado y validado por aquéllos que lo elaboraron, es buena práctica transmitirlo a personas ajenas a su elaboración para que lo *implementen* con el asesoramiento de los que lo crearon. De este modo se descubren muchas deficiencias en el modelo y su documentación que pasaron inadvertidos hasta entonces. También los que lo implementan muchas veces sugieren mejoras en el modelo que habrá que probarlas y quizás también implementarlas. Si la implementación revela defectos incorregibles, el modelo deberá regresar a la fase de elaboración.

Aplicación

Cuando se considera que el modelo ha pasado con éxito la fase de implementación, se pone a la disposición de los usuarios para que lo *apliquen*. Esto no quiere decir que la entidad que ha creado el modelo pueda desentenderse de él; al contrario, tiene que seguir preocupándose de su fruto como se verá a continuación.

Mantenimiento y servicio

Cuando se trata de modelos de gran importancia y que tienen numerosos usuarios, no es raro que los responsables del mismo encarguen a una persona o grupo de personas que proporcionen *mantenimiento* y *servicio* al modelo. Mantener un modelo es corregir pequeñas deficiencias en su lógica y depurar el programa después que el modelo se comienza a implementar. Servicio es el asesoramiento que se ofrece a sus usuarios en la aplicación del modelo y la información que se les da sobre los cambios que se hacen en él. Estas actividades de mantenimiento y servicio pueden dar lugar a nuevas mejoras en el modelo que en muchos casos habrá que probar e implementar.

PROBLEMAS ILUSTRATIVOS

Problema 1

Vehículos llegan a una intersección semaforizada por un acceso de un camión, con volúmenes de 250 y 500 v/h y distribución exponencial negativa. El semáforo tiene un ciclo de 80 s y 40 s de verde. Cuando el semáforo exhibe la indicación verde entran los vehículos en la intersección con intervalos de 2 s. Calcular la longitud de las colas en vehículos al final de la fase verde y de la roja para uno y otro volumen.

Problema 2

El acceso de una vía secundaria con una principal está regulado por una señal de "Ceda el Paso". Ambas vías son de circulación en sentido único. El volumen de tránsito en la vía principal es de 200 y 400 v/h y los vehículos llegan con distribución exponencial negativa. El volumen en la vía secundaria es de 40 v/h y la distribución es uniforme. Los intervalos entre vehículos son prácticamente iguales a las brechas. Si la aceptación de brechas para cruzar de los conductores de la vía secundaria es la de la Figura 2, calcular la demora media por detención en segundos en la vía secundaria.

Problema 3

El acceso a una intersección está regulado por un semáforo con ciclo de 80 s y fase verde de 40 s en ambos sentidos. Cada 15 s llega un vehículo a una cola de vehículos cuyos conductores quieren girar a la izquierda con oposición de la corriente vehicular opuesta, aceptando brechas mínimas de 4 s. Esa corriente es de 300 y 600 v/h y los vehículos llegan con distribución exponencial negativa, después que han entrado respectivamente 5 y 10 vehículos a la intersección con intervalos de 2 segundos. Un vehículo puede girar a la izquierda en el cambio de fase de verde a roja. Calcular la demora media de los vehículos en segundos.

Problema 4

Hay una entrada de vehículos a 50 m de la línea de detención de una intersección semaforizada. El semáforo tiene un ciclo 80 s e intervalo verde de 40 s para el acceso donde está la entrada, que tiene un solo camión. Por el acceso circulan 150 y 300 v/h y llegan con distribución exponencial negativa. Los vehículos son de 4.5 m de largo y dejan separación estática de 1 m. Calcular el porcentaje del tiempo en que la entrada está obstruida por la cola de vehículos para uno y otro volumen. Los intervalos de entrada a la intersección son de 2 s y se supone que los conductores en cola requieren 1 s para poner en marcha sus vehículos después que lo ha hecho el que los precede.

Problema 5

Pasajeros llegan a un paradero de buses a intervalos medios de 10 s con distribución exponencial negativa. Buses de dos rutas llegan al paradero con intervalos medios de 60 y 100 s respectivamente, con distribución normal como la de la Tabla 2 y amplitud de variación de 20 y 30 s respectivamente. La distribución de los pasajeros entre las dos líneas es aleatoria, pero se espera que el 60% tome la primera ruta y el 40% la segunda. Calcular el tiempo medio de espera por ruta.

Problema 6

Un camión va subiendo una cuesta a baja velocidad por una carretera de dos carriles y cinco automóviles impedidos van detrás de él y quieren adelantarlo cuando ocurran brechas en el carril opuesto que puedan aceptar. Se supone que el vehículo que adelanta es el primero del pelotón y el que le sigue siempre espera que aquel termine el sobrepaso para iniciar el suyo. La brecha media mínima aceptable es de 15 segundos. El paso de los vehículos es sólo de 0.02 s, de modo que se puede considerar que el intervalo entre ellos es igual a su brecha. La distribución de las brechas aceptables es normal y su amplitud de 12 segundos. Si el volumen en sentido opuesto es de 200 y 400 v/h y su distribución es la exponencial negativa, calcular la demora por seguimiento de cada vehículo, en segundos, para uno y otro volumen.

Problema 7

Un automóvil se queda varado y obstruye un trecho de 10 m detrás de la línea de detención en el carril derecho de un acceso de dos carriles a una intersección semaforizada. El semáforo tiene una indicación verde de 40 s para ese acceso y ciclo de 80 s. Exactamente cada 60 s llega un bus junto a la obstrucción y debe cambiar de carril para rebasarla. A fin de efectuar esa maniobra necesita una brecha mínima media de 2 s con distribución normal de 0.5 s de desviación típica. El paso de los vehículos es de 0.5 s. El volumen de tránsito por el carril de la izquierda es de 300 y 500 v/h y los intervalos entre vehículos tiene distribución exponencial negativa. No debe haber una cola que impida los cambios de carril. Los vehículos en ese carril son de 4.5 m de largo y dejan una separación estática entre ellos de 1 m. Los intervalos de entrada a la intersección son de 2 s y el tiempo de reacción de los conductores para arrancar de 1 s. Calcular la demora media por obstrucción en segundos para uno y otro volumen.

Problema 8

Frente a la entrada de un hotel, en una vía de dos carriles, se paran taxis durante 60 s con una frecuencia media de 180 s y distribución normal con amplitud de 60 s. Por esa vía circulan vehículos con un volumen de 400 v/h con distribución por carriles de 60% (I) y 40% (D) y llegan con distribución exponencial negativa. Los que van por el carril de la derecha deben aceptar una brecha mínima media de 3 s para rebasar el taxi. La brecha, que es prácticamente igual al intervalo de los vehículos, tiene una distribución normal con desviación típica de 0.5 s. Calcular la demora media por obstrucción en segundos.

SOLUCIONES A LOS PROBLEMAS ILUSTRATIVOS

MÓDULO PROBLEMA 1

ENTRADAS	PROCESO	SALIDA
<p>Número de ciclos que se va a simular NCiclos</p> <p>Dimensiones de vectores ColaV(NCiclos) ColaR(NCiclos)</p> <p>Volumen de tránsito (v/h) Volumen = 250 y 500</p> <p>Duración del ciclo del semáforo (s) Ciclo = 80</p> <p>Duración de las fases verde y roja (s) Ciclo/2 = 40</p>	<p>INICIALIZAR VARIABLES: Momento en que finaliza la fase verde (s), FVerde = 0 Momento en que finaliza la fase roja (s), FRoja = Ciclo/2 Momento de llegada del último vehículo (s), Llega = 0 Colas al final de las fases verde y roja (v), ColaV(C) = ColaR(C) = 0</p> <p>REPETIR PARA C = 1 a NCiclos Después del primer ciclo puede quedar una cola al final de la fase verde. SI C > 1 ENTONCES ColaR(C) = ColaV(C-1) Tiempo = FVerde</p> <p>[A] CALCULAR los intervalos entre vehículos (Intervalo) generando un número aleatorio, usando Volumen y la distribución exponencial negativa Generar la llegada de un vehículo Llega = Tiempo + Intervalo Tiempo = Llega</p> <p>Si el semáforo está en la fase roja, incrementar la cola al final de la roja SI Tiempo < FRoja ENTONCES ColaR(C) = ColaR(C) + 1 IR a [A] SINO la fase verde ha empezado Tiempo = FRoja Si ColaR(C) = 0 ENTONCES IR a [D] Calcular el tiempo de entrada de la cola (TEntrada) y el tiempo de entrada remanente (TEntradaR) TEntrada = ColaR(C) * 2 Si el nuevo vehículo se incorpora a la cola, incrementarla SI TEntrada > Llega - FRoja ENTONCES TEntrada = TEntrada + 2 TEntradaR = TEntrada - (Llega - FRoja) Tiempo = Tiempo + TEntrada Actualizar los finales de fases del semáforo FVerde = FRoja + Ciclo/2 FRoja = FRoja + Ciclo</p> <p>[B] PRODUCIR un intervalo vehicular (Intervalo) generando un número aleatorio, usando Volumen y la distribución exponencial negativa Calcular el tiempo de entrada remanente después de ese intervalo TEntradaR = TEntradaR - Intervalo SI TEntradaR < 0 ENTONCES TEntradaR = 0</p> <p>SI Intervalo < TEntradaR ENTONCES TEntrada = TEntrada + 2 TEntradaR = TEntradaR + 2 Tiempo = Tiempo + 2 SI Tiempo ≤ FVerde ENTONCES IR a [B] La cola al final de la verde será el número (positivo) de vehículos acumulados durante esa fase, menos el máximo que puede entrar (Ciclo/4) ColaV(C) = TEntrada/2 - Ciclo/4 SI ColaV(C) < 0 ENTONCES Cola(C) = 0</p> <p>[D] SINO no hay cola al final de la fase verde</p> <p>OTRO C</p> <p style="text-align: center;">FIN</p>	<p>Para cada uno de los NCiclos</p> <p>Cola al final de la fase verde (ColaV(C))</p> <p>Cola al final de la fase roja (s) ColaR(C)</p>

MODULO PROBLEMA 2

ENTRADAS	PROCESO	SALIDAS
<p>Tiempo que se va a simular (s) Tsimulación = 3600</p> <p>Volumen de tránsito en la vía principal (v/h) VolumenP = 200, 400</p> <p>Volumen de tránsito en la vía secundaria (v/h) VolumenS = 40</p>	<p>INICIALIZAR VARIABLES: Intervalo en la vía secundaria (s), $\text{IntervaloS} = 3600 / \text{VolumenS}$ Tiempo que se ha simulado (s), $\text{Tiempo} = 0$ Momento de llegada por la vía principal (s), $\text{LlegaP} = \text{IntervaloS}$ Momento de llegada por la vía secundaria (s), $\text{LlegaS} = 0$ Momento en que un vehículo secundario está listo para salir (s), $\text{ListoS} = 0$ Momento en que un vehículo secundario sale (s), $\text{SaleS} = 0$ Demora total en la vía secundaria (s), $\text{DemoraS} = 0$</p> <p>[A]SIMULAR HASTA $\text{Tiempo} \geq \text{Tsimulación}$</p> <p>Generar la llegada de un vehículo en la vía secundaria $\text{LlegaS} = \text{LlegaS} + \text{IntervaloS}$ $\text{Tiempo} = \text{LlegaS}$ ESCOGER una brecha aceptable (AceptaB) generando un número aleatorio y usando la Figura 2. El vehículo está listo para entrar cuando llega. $\text{ListoS} = \text{LlegaS}$ Si el vehículo anterior no ha salido, el presente tiene que esperar que salga SI $\text{SaleS} > \text{ListoS}$ ENTONCES $\text{ListoS} = \text{SaleS} + 1$</p> <p>[B]Si no ha llegado el vehículo de la vía principal, no hay que generar otro SI $\text{ListoS} < \text{LlegaP}$ ENTONCES IR a [C] GENERAR un intervalo (IntervaloP) en la vía principal, con un número aleatorio y distribución exponencial negativa con VolumenP. Calcular el momento de llegada del próximo vehículo en la vía principal (LlegaP) $\text{LlegaP} = \text{LlegaP} + \text{IntervaloP}$ IR a [B]</p> <p>[C]Si el vehículo de la principal tarda menos en llegar que el interv. aceptable: SI $\text{LlegaP} - \text{ListoS} < \text{AceptaB}$ ENTONCES El vehículo de la secundaria espera el paso del de la principal + 2 s $\text{ListoS} = \text{LlegaP} - 2$ $\text{Tiempo} = \text{ListoS}$ Si se acabó el tiempo de simulación, salir SI $\text{Tiempo} \geq \text{Tsimulación}$ ENTONCES IR a [D] IR a [B]</p> <p>SINO $\text{SaleS} = \text{ListoS}$ Añadir el tiempo de espera a la demora total en la secundaria $\text{DemoraS} = \text{DemoraS} + \text{SaleS} - \text{LlegaS}$ IR a [A]</p> <p>[D] Calcular el tiempo remanente entre la llegada del último vehículo procesado y el fin del tiempo simulado $\text{Remanente} = \text{Tsimulación} - \text{LlegaS}$ Calcular los vehículos que quedaron en cola al fin de la simulación $\text{Quedan} = \text{Remanente} / \text{IntervaloS}$ Añadir a la demora total en la secundaria el tiempo que esperaron los vehículos que quedaron en cola y calcular demora media $\text{DemoraS} = \text{DemoraS} + (\text{Quedan} * \text{Quedan}) / 2 * \text{IntervaloS}$</p> <p>CONTINUAR $\text{DemoraMediaS} = \text{DemoraS} / (\text{Tsimulación} / \text{IntervaloS})$</p> <p align="center">FIN</p>	<p>Demora media por detención en vía secundaria (s) DemoraMediaS</p>

MODULO PROBLEMA 3.

ENTRADAS	PROCESO	SALIDA
<p>Número de ciclos que se va a simular NCiclos</p> <p>Duración del ciclo del semáforo (s) Ciclo = 80</p> <p>Duración de las fases verde y roja (s) Ciclo/2 = 40</p> <p>Intervalo entre vehículos que giran a la izquierda (s) Inv = 15</p> <p>Brecha que se acepta para girar a la izquierda (s) AceptaB = 4</p> <p>Volumen de tránsito opuesto (v/h) Volumen = 300, 600</p> <p>Pelotón de vehículos que impide el giro a la izquierda (núm.) Pelotón = 5, 10</p> <p>Intervalo fijo entre los vehículos del bloque (s) = 2</p>	<p>INICIALIZAR VARIABLES: Número del ciclo, $C = 1$ Momento de llegada del último vehículo procesado (s), $Llega = 0$ Momento en que finaliza la fase verde (s), $FVerde = Ciclo/2$ Momento en que finaliza la fase roja (s), $FRoja = 0$ Cola de vehículos que van a girar a la izquierda (número), $Cola = 0$ Momento en que comienza una demora (s), $Momento1 = 0$ Momento en que termina una demora (s), $Momento2 = 0$ Demora total de los vehículos (s), $Demora = 0$</p> <p>PROCEDIMIENTO: El primer vehículo llega cuando finaliza la fase roja $Llega = FRoja$</p> <p>REPETIR PARA $C = 1$ a $NCiclos$ El primer vehículo de la cola estará listo para girar cuando pase el pelotón $Listo = FRoja + Pelotón * 2$</p> <p>[A] <u>Crear</u> un intervalo en la corriente vehicular opuesta (Intervalo) generando un núm. aleatorio, usando Volumen y la distribución exponencial negativa Si el intervalo es menor que la brecha aceptable, el vehículo debe esperar</p> <p>[B] SI Intervalo < AceptaB ENTONCES $Listo = Listo + Intervalo$ Verificar que el semáforo no haya cambiado de fase SI Listo > FVerde ENTONCES IR a [D] IR a [A]</p> <p>SINO, el intervalo es aceptado $Gira = Listo$ Verificar que el semáforo no haya cambiado de fase SI Gira > FVerde ENTONCES IR a [D]</p> <p>Verificar si hay más de un vehículo en la cola</p> <p>[C] SI Gira < Llega ENTONCES $Momento2 = Gira$ Calcular la demora usando la función correspondiente $Demora = Demora + (Momento2 - Momento1) * Cola$ $Momento1 = Momento2$ $Cola = Cola - 1$ Calcular el intervalo remanente $Intervalo = Intervalo - AceptaB$ $Listo = Gira + AceptaB$ SI Cola = 0 ENTONCES Listo = Llega IR a [B]</p> <p>SINO, se ha incorporado un vehículo a la cola $Momento2 = Llega$ $Demora = Demora + (Momento2 - Momento1) * Cola$ $Llega = Llega + Inv$ $Momento1 = Momento2$ $Cola = Cola + 1$ IR a [C]</p>	<p>Demora me cola (s/v) DemoraMe</p>

MODULO PROBLEMA.3 (CONCLUSION)

ENTRADAS	PROCESO	SALIDAS
	<p>[D] Ha empezado la fase roja SI Cola > 0 ENTONCES $Momento2 = FVerde$ $Demora = Demora + (Momento2 - Momento1) * Cola$ $Momento1 = Momento2$ Un vehículo gira durante el cambio de fase $Cola = Cola - 1$ SINO, la cola no cambia</p> <p>CONTINUAR Actualizar el final de las fases del semáforo $FVerde = FVerde + Ciclo$ $FRoja = FRoja + Ciclo$</p> <p>OTRO C</p> <p>Calcular el numero de vehículos simulados $NVehiculos = NCiclos * Ciclo / Inv$ Calcular la demora media en segundos $DemoraMedia = Demora / NVehiculos$</p> <p align="center">FIN</p>	<p align="right">506</p>

MODULO PROBLEMA 4

ENTRADAS	PROCESO	SAL
<p>Tiempo que se va a simular (s) T Simulación</p> <p>Distancia de la entrada a la línea de detención (m) D = 50</p> <p>Duración del ciclo del semáforo (s) Ciclo = 80</p> <p>Duración de las fases verde y roja (s) Ciclo/2 = 40</p> <p>Volumen de tránsito (v/h) Volumen = 150 y 300</p> <p>Espaciamiento entre vehículos detenidos (m) Espacio = 5.5</p> <p>Intervalo de entrada a la intersección (s) Inv = 2</p>	<p>INICIALIZAR VARIABLES: Tiempo que se ha simulado (s), Tiempo = 0 Tiempo en que la entrada ha estado obstruida (s), TObstrucción = 0 Momento en que finaliza la fase verde (s), FVerde = 0 Momento en que finaliza la fase roja (s), FRoja = 40 Número de vehículos que están en cola, Cola = 0</p> <p>PROCEDIMIENTO:</p> <p>Calcular la cola máxima (núm. de v) entre la línea de detención y la entrada ColaMáx = INTEGRO (D / Espacio)</p> <p>SIMULAR HASTA TIEMPO ≥ T Simulación</p> <p>[A] CREAR un intervalo en la corriente vehicular (Intervalo), generando un número aleatorio, usando Volumen y la distribución exponencial negativa Tiempo = Tiempo + Intervalo Si el semáforo está en fase roja, incrementar la cola de vehículos SI Tiempo < FRoja ENTONCES Cola = Cola + 1 Si la cola rebasa la entrada, retener el principio del tiempo de obstrucción SI Cola = ColaMáx + 1 ENTONCES PTapá = Tiempo IR a [A]</p> <p>SINO, ha comenzado la fase verde Actualizar el final de la fase verde FVerde = FVerde + Ciclo Retener el momento de llegada del último vehículo Llega = Tiempo Tiempo = FRoja</p> <p>[B] Incrementar el tiempo en un intervalo de entrada y reducir la cola Tiempo = Tiempo + Inv Cola = Cola - 1 SI Cola < 0 ENTONCES Cola = 0 No va a haber cola en el resto de la fase verde Tiempo = Fverde IR a [A]</p> <p>Si ha llegado un nuevo vehículo, incrementar la cola y generar un nuevo intervalo SI Llega ≤ Tiempo ENTONCES Cola = Cola + 1 Si ha comenzado la fase roja, salir SI Tiempo > FVerde ENTONCES Tiempo = Llega IR a [C] SINO, continúa la fase verde CREAR un Intervalo en la corriente vehicular del mismo modo Llega = Llega + Intervalo IR a [B]</p>	<p>Porcentaje tiempo en entrada obstruida PObstruc</p>

MODULO PROBLEMA 4, (CONCLUSION)

ENTRADAS.	PROCESO	SALIDAS
	<p>SINO, no ha llegado un nuevo vehículo, no se incrementa la cola Si ha comenzado la fase roja, salir SI Tiempo > FVerde ENTONCES Tiempo = Llega IR a [C] SINO, continúa la fase verde</p> <p>Si la cola no obstruye ya la entrada SI Cola = ColaMáx ENTONCES Retener el final del tiempo de obstrucción suponiendo que el conductor del último vehículo reaccionó y despejó el carril adyacente en un número de segundos igual a la cola máxima FTapa = Tiempo + ColaMáx Calcular el tiempo de obstrucción TObstrucción = TObstrucción + FTapa - PTapa SI TObstrucción < 0 ENTONCES TObstrucción = 0 SINO, no ha cambiado lo referente a la obstrucción SI Cola > 0 ENTONCES IR a [B]</p> <p>[C] Actualizar el final de la fase roja del semáforo FROja = FROja + Ciclo</p> <p>SI Tiempo < TSimulación IR a [A]</p> <p>PObstrucción = TObstrucción * 100 / Tiempo</p>	

MODULO PROBLEMA 5

ENTRADAS	PROCESO	SALIDAS
<p>Dimensiones de vectores</p> <p>IntMedioB(2)</p> <p>IntMedioP(2)</p> <p>Amplitud(2)</p> <p>Distribución(2)</p> <p>Espera(2)</p> <p>ColaP(2)</p> <p>Tiempo que se va a simular (s)</p> <p>TSimulación = 3,600</p> <p>Ruta de buses R = 1, 2</p> <p>Intervalo medio entre buses (s)</p> <p>IntMedioB(R) = 60, 100</p> <p>Amplitud de variación entre llegadas de buses (s)</p> <p>Amplitud(R) = 20, 30</p> <p>Intervalo medio entre pasajeros (s)</p> <p>IntMedioP(R) = 10</p> <p>Distribución de pasajeros entre rutas (proporción)</p> <p>Distribución(R) = 60, 40</p>	<p>INICIALIZAR VARIABLES:</p> <p>Momento de llegada del último bus (s), $LlegaB = 0$</p> <p>Momento de llegada del último pasajero (s), $LlegaP = 0$</p> <p>Cola de pasajeros que esperan un bus, $Cola = 1$</p> <p>(Se supone que ha llegado un pasajero al comienzo de la simulación)</p> <p>Tiempo de espera de los pasajeros (s), $Espera(R) = 0$</p> <p>PROCEDIMIENTO:</p> <p>Calcular el volumen de pasajeros en función de la distribución de pasajeros por ruta y el intervalo medio entre pasajeros</p> <p>$VolumenP = 3,600 * Distribución(R) / IntMedioP$</p> <p>Las rutas de buses (R) funcionan independientemente una de la otra.</p> <p>Se procesa la primera ruta y luego la segunda.</p> <p>REPETIR PARA R = 1 a 2</p> <p>SIMULAR HASTA Tiempo \geq TSimulación</p> <p>Calcular la desviación típica de las llegadas de los buses en función de su amplitud de variación (s)</p> <p>$DesviaciónT(R) = Amplitud(R) / 6$</p> <p>[A] <u>Determinar</u> el intervalo de llegada del próximo bus (IntervaloB) usando el intervalo medio entre buses (IntMedioB(R)) y la desviación aleatoria del intervalo medio (Daleatoria). Esta se obtiene de la Tabla 2 generando un número aleatorio y multiplicando el factor de corrección correspondiente por la desviación típica de las llegadas (DesviaciónT). Calcular el momento de llegada del próximo bus (LlegaB)</p> <p>$LlegaB = LlegaB + IntervaloB$</p> <p>[B] <u>Determinar</u> el intervalo de llegada del próximo pasajero (IntervaloP) utilizando el volumen de pasajeros (VolumenP) y la distribución exponencial negativa. Calcular el momento de llegada al paradero (LlegaP) del próximo pasajero después de retener en LlegóP la llegada del pasajero anterior</p> <p>$LlegóP = LlegaP$</p> <p>$LlegaP = LlegóP + IntervaloP$</p> <p>Actualizar el tiempo simulado (Tiempo)</p> <p>$Tiempo = LlegóP$</p> <p>Si el tiempo que se va a simular ha concluido, salir</p> <p>SI $Tiempo \geq TSimulación$ ENTONCES IR a [D]</p> <p>[C] Si el pasajero llega antes que el último bus, calcular la espera de la cola (Espera(R)) desde la llegada del pasajero anterior y acumularla</p> <p>SI $LlegaP < LlegaB$ ENTONCES</p> <p>$Espera(R) = Espera(R) + (LlegaP - LlegóP) * Cola$</p> <p>Incrementar la cola de espera y generar un nuevo pasajero</p> <p>$Cola = Cola + 1$</p> <p>IR a [B]</p>	<p>Tiempo de espera por ruta (s)</p> <p>Espera(1) y Espera(2)</p>

MODULO PROBLEMA 5 (CONCLUSION)

ENTRADAS	PROCESO	SAL.
	<p>SINO el pasajero llegó después que el último bus Calcular la espera hasta la llegada del bus $Espera(R) = Espera(R) + (LlegaB - LlegóP)$ Hacer que la cola sea de un pasajero y generar un nuevo bus $Cola = 1$ IR a [A]</p> <p>[D]CONCLUSION DEL TIEMPO DE SIMULACION Calcular y acumular la espera remanente $Espera(R) = Espera(R) + (TSimulación - LlegóP) * Cola$</p> <p>OTRA R</p> <p style="text-align: center;">FIN</p>	

MODULO PROBLEMA 6

ENTRADAS	PROCESO	SALIDA
<p>Dimensión de vector</p> <p>Demora(5)</p> <p>No se especifica la duración de la simulación, sino un límite basado en la demora del último vehículo</p> <p>Límite = 7,200</p> <p>Brecha media aceptable (s)</p> <p>BrechaMedia = 15</p> <p>Amplitud de la brecha (s)</p> <p>Amplitud = 12</p> <p>Volumen en sentido opuesto (v/h)</p> <p>Volumen = 200, 400</p>	<p>INICIALIZAR VARIABLES:</p> <p>Posición original del vehículo en el pelotón, $v = 1$</p> <p>Demora por seguimiento del vehículo v (s), $Demora(v) = 0$, para $v = 1$ a 5</p> <p>Intervalo entre vehículos de la corriente opuesta (s), $Intervalo = 0$</p> <p>Brecha mínima aceptable por el conductor del vehículo que se procesa (s), $Brecha = 0$</p> <p>PROCEDIMIENTO:</p> <p>Calcular la desviación típica de la distribución de las brechas mínimas aceptables en función de su amplitud</p> <p>$DesviaciónT = Amplitud / 6$</p> <p>REPETIR PARA $v = 1$ a 5</p> <p>CALCULAR la brecha mínima aceptable para el conductor del vehículo v (Brecha) usando la brecha media (BrechaMedia) y sumándole o restándole una desviación aleatoria (DAleatoria). Esta se obtiene de la Tabla 2 generando un número aleatorio y multiplicando el factor de corrección correspondiente por la desviación típica de las brechas (DesviaciónT).</p> <p>$Brecha = BrechaMedia \pm DAleatoria$</p> <p>[A] Determinar si el conductor del vehículo cabeza de pelotón acepta un intervalo o el resto del intervalo que aceptó el conductor del vehículo anterior</p> <p>SI $Intervalo < Brecha$</p> <p>No acepta el intervalo, que se agrega a la demora de todos los vehículos del pelotón</p> <p>REPETIR PARA $i = v$ a 5</p> <p>$Demora(i) = Demora(i) + Intervalo$</p> <p>OTRA I</p> <p>Si se ha excedido el límite de la simulación, salir</p> <p>SI $Demora(5) \geq Límite$ IR a [B]</p> <p>CREAR un nuevo intervalo (Intervalo) generando un número aleatorio y usando el volumen en sentido opuesto (Volumen) y la distribución exponencial negativa</p> <p>IR a [A]</p> <p>SINO, acepta el intervalo y adelanta</p> <p>El resto del pelotón tiene que esperar que su cabeza adelante</p> <p>REPETIR PARA $i = (v + 1)$ a 5</p> <p>$Demora(i) = Demora(i) + Brecha$</p> <p>OTRA i</p> <p>El resto del intervalo puede ser aceptable por el siguiente conductor</p> <p>$Intervalo = Intervalo - Brecha$</p> <p>OTRO v</p> <p>[B] Termina la simulación.</p> <p align="right">FIN</p>	<p>Demora(v)</p> <p>Para $v = 1$ a 5</p> <p align="right">500</p>

MÓDULO PROBLEMA 7

ENTRADAS	PROCESO	SALIDAS
<p>Tiempo que se va a simular (s) TSimulación = 3600</p> <p>Longitud de la obstrucción (m) Obstrucción = 10</p> <p>Duración del ciclo del semáforo (s) Ciclo = 80</p> <p>Duración de las fases verde y roja (s) Ciclo/2 = 40</p> <p>Intervalo fijo entre buses (s) IntervaloBus = 60</p> <p>Brecha aceptable mínima media (s) BAcceptableM = 3</p> <p>Desviación típica de la brecha (s) DesviaciónT = 0.5</p> <p>Paso de los vehículos (s) Paso = 0.5</p> <p>Longitud de los vehículos (m) LVehículo = 4.50</p> <p>Separación estática entre vehículos (m) Separación = 1.00</p> <p>Volumen de tránsito por el carril de la izquierda (v/h) Volumen = 300 y 500</p>	<p>INICIALIZAR VARIABLES: Tiempo desde el comienzo de la simulación (s), Tiempo = 0 Momento en que finaliza la fase verde (s), FVerde = 0 Momento en que finaliza la fase roja (s), FRoja = 0 Cola de vehículos en el carril de la izquierda, Cola = 0 Momento en que llega el próximo bus (s), LlegaBus = IntervaloBus Demora por obstrucción (s), Demora = 0</p> <p>PROCEDIMIENTO:</p> <p>Calcular el tiempo que tarda en último vehículo de una cola que se pone en movimiento en recorrer la longitud de la obstrucción (Obstrucción) $RecorreO = 2 * Obstrucción / (LVehículo + Separación)$</p> <p>CALCULAR el intervalo mínimo aceptable al primer bus (AceptaI) usando la brecha aceptable mínima, sumándole o restándole una desviación aleatoria y añadiéndole el paso de los vehículos (Paso). La desviación aleatoria se obtiene de la Tabla 2 generando un número aleatorio y multiplicando el factor correspondiente por la desviación típica de las brechas (Desviación).</p> <p>[A]SIMULAR HASTA $Tiempo \geq TSimulación$</p> <p>Empieza la fase roja. Actualizar el final de la fase roja $F\ Roja = FVerde + Ciclo/2$ Comprobar si la fase roja no ha cambiado</p> <p>[B] SI $Tiempo \geq FRoja$ IR a [C]</p> <p>GENERAR un intervalo (Intervalo) vehicular en el carril de la izquierda usando el volumen en ese carril (Volumen) y la distribución exponencial negativa.</p> <p>Si la cola en ese carril es de menos de 3 vehículos y ya ha llegado el bus: SI $Cola < 3$ Y $LlegaBus \leq Tiempo$ ENTONCES Si el conductor del bus acepta el intervalo generado, calcular e incrementar la demora por obstrucción</p> <p>SI $Intervalo \geq AceptaI$ $Demora = Demora + LlegaBus - Tiempo$ Fijar la llegada del siguiente bus e incrementar la cola y el tiempo $LlegaBus = LlegaBus + IntervaloBus$ $Cola = Cola + 1$ $Tiempo = Tiempo + Intervalo$ Calcular el intervalo mínimo aceptable al conductor del siguiente bus (AceptaI)</p> <p>SINO, el intervalo no es aceptable y hay que esperar uno nuevo</p> <p>IR a [A]</p> <p>SINO, la cola no es menor de 3 o el bus no ha llegado Actualizar el tiempo e incrementar la cola $Tiempo = Tiempo + Intervalo$ $Cola = Cola + 1$ IR a [B]</p>	<p>Demora por obstrucción (s) DemoraM</p>

MODULO PROBLEMA 7 (CONCLUSION)

ENTRADAS	PROCESO	SALID
	<p>[C] CONTINUAR, ha empezado la fase verde Actualizar el final de la fase verde $F_{Verde} = F_{Roja} + Ciclo / 2$</p> <p>[D] Si el conductor del bus acepta un intervalo de menos de 2 s. no espera a que la cola pase del final de la obstrucción, pero debe aguardar que al menos el tercer vehículo de la cola se ponga en movimiento SI $AceptaI < 2$ Y $LlegaBus \leq Tiempo$ ENTONCES $SaleBus = LlegaBus$ SI $LlegaBus < (F_{Roja} + 3)$ ENTONCES $LlegaBus = F_{Roja} + 3$ $Demora = Demora + LlegaBus - SaleBus$ $LlegaBus = LlegaBus + IntervaloBus$ CALCULAR el intervalo mínimo aceptable del bus siguiente ($AceptaI$) SINO, el conductor espera a que se despeje la cola o el bus no ha llegado</p> <p>Calcular el tiempo de entrada de la cola a la intersección $T_{Entrada} = Cola * 2$ Si el tiempo de entrada a la intersección es menor que el que tarda el último vehículo de la cola en recorrer la obstrucción la cola no impide GENERAR un intervalo vehicular en el carril de la izquierda ($Intervalo$)</p> <p>Determinar si el conductor del bus no acepta intervalos mínimos menores de 2 s y si el bus ha llegado</p> <p>[C] SI $AceptaI \geq 2$ Y $LlegaBus \leq Tiempo$ ENTONCES Verificar si no hay cola que obstruya y si se acepta el intervalo SI $T_{Entrada} < RecorreO$ Y $AceptaI < Intervalo$ ENTONCES $SaleBus = Tiempo$ $Demora = Demora + LlegaBus - SaleBus$ $LlegaBus = LlegaBus + IntervaloBus$ CALCULAR el intervalo aceptable del bus siguiente ($AceptaI$) SINO, el bus no puede salir. Continuar SINO, el bus acepta intervalos menores de 2 s o no ha llegado</p> <p>$Tiempo = Tiempo + Intervalo$ Si ha empezado la fase roja. el último vehículo llega en esa fase. se une a una cola o inicia una. y hay que determinar la cola al principio de esa fase SI $Tiempo \geq F_{Verde}$ ENTONCES $Cola = INTEGRO [Cola + 1 - (Intervalo - Tiempo + F_{Verde}) / 2]$ SI $Cola < 1$ ENTONCES $Cola = 1$ IR a [A] SINO. no ha empezado la fase roja</p> <p>El nuevo vehículo se une a la cola cuando el tiempo de entrada de la cola es mayor que el intervalo. pero uno o más vehículos entran en la intersección. $Cola = INTEGRO [(T_{Entrada} - Intervalo) / 2] + 1$ Si es menor o igual. el vehículo llega cuando ya la cola se ha disipado SI $T_{Entrada} \leq Intervalo$ ENTONCES $Cola = 0$ IR a [D]</p> <p>CONTINUAR Calcular la demora media por obstrucción. por bus $DemoraM = Demora * IntervaloBus / Tiempo$</p> <p align="center">FIN</p>	

MODULO PROBLEMA 8

ENTRADAS	PROCESO	SALIDAS
<p>Tiempo que se va a simular (s) TSimulación = 3600</p> <p>Tiempo de detención de los taxis (s) TDetención = 60</p> <p>Intervalo medio entre taxis (s) IntervaloMT = 180</p> <p>Volumen de tránsito por el carril de la izquierda (v/h) VolumenI = 240</p> <p>Volumen de tránsito por el carril de la derecha (v/h) VolumenD = 160</p> <p>Brecha aceptable mínima media (s) BAcceptableM = 3</p> <p>Desviación típica de la brecha (s) DesviaciónT = 0.5</p>	<p>INICIALIZAR VARIABLES: Tiempo desde el comienzo de la simulación (s), Tiempo = 0 Momento de llegada del taxi (s), LlegaT = 0 Momento de salida del taxi (s), Sale = 0 Momento de llegada del último vehículo en el carril izquierdo (s), LlegaI = 0 Momento de llegada del último vehículo en el carril derecho (s), LlegaD = 0 Momento de salida del último vehículo en el carril derecho (s), SaleD = 0 Demora por obstrucción (s), Demora = 0</p> <p>PROCEDIMIENTO: Comienza la simulación cuando llega el primer taxi (LlegaT = 0), que es también el primer vehículo del carril derecho</p> <p>[A]SIMULAR HASTA Tiempo ≥ TSimulación SaleT = LlegaT + TDetención LlegaD = LlegaT</p> <p>[B]CREAR un intervalo vehicular en el carril de la derecha (IntervaloD) generando un número aleatorio y usando el volumen en ese carril (VolumenI) y la distribución exponencial negativa. Calcular el momento de llegada del siguiente vehículo en ese carril. LlegaD = LlegaD + IntervaloD</p> <p>Si el vehículo llega mientras el taxi está detenido, se demorará SI LlegaD < SaleT DETERMINAR el intervalo mínimo aceptable de su conductor (AcceptaI) usando la brecha aceptable mínima media más o menos una desviación aleatoria. La desviación aleatoria se obtiene de la Tabla 2 generando un número aleatorio y multiplicando el factor correspondiente por la desviación típica de las brechas (DesviaciónT)</p> <p>SINO, el vehículo llega cuando el taxi se ha ido IR a [F]</p> <p>Determinar el momento en que el vehículo del carril derecho esté listo para salir Listo = LlegaD Si hay otro vehículo en el carril de la derecha esperando que salga el taxi, éste debe esperar la salida del vehículo que está delante de él SI SaleD > Listo ENTONCES Listo = SaleD</p> <p>[C]Comparar momentos de llegadas en el carril izquierdo (LlegaI) con el momento en que el vehículo esté listo para salir, a fin de determinar la llegada del próximo vehículo que venga por el carril izquierdo SI LlegaI < Listo CREAR un intervalo vehicular en el carril de la izquierda (IntervaloI) usando el volumen en ese carril (VolumenD) y la distribución exponencial negativa Calcular el momento de llegada de otro vehículo en el carril izquierdo LlegaI = LlegaI + IntervaloI IR a [C] SINO, no hay que generar otro vehículo en el carril izquierdo</p>	<p>Demo obstrucción (s) DemoraM</p>

MODULO PROBLEMA 8 (CONCLUSION)

ENTRADAS	PROCESO	SALIDA
	<p>[D] Determinar si el vehículo de la derecha acepta el intervalo o intervalo remanente que se le ofrece para cambiar de carril</p> <p>SI $LlegaI - Listo < AceptaI$ ENTONCES</p> <p style="padding-left: 20px;">Si el taxi se va antes de llegar el vehículo de la izquierda</p> <p>SI $LlegaI > SaleT$ ENTONCES</p> <p style="padding-left: 20px;">$SaleD = SaleT$</p> <p style="padding-left: 20px;">IR a [E]</p> <p>SINO, el vehículo de la derecha sigue esperando una brecha para salir</p> <p>Listo = $LlegaI$</p> <p>CREAR un nuevo intervalo en el carril de la izquierda (IntervaloI)</p> <p>$LlegaI = LlegaI + IntervaloI$</p> <p>IR a [D]</p> <p>SINO, el vehículo de la derecha cambia de carril y sale</p> <p>$SaleD = Listo$</p> <p>[E] Calcular la demora por obstrucción y acumularla</p> <p>$Demora = Demora + SaleD - LlegaD$</p> <p>Si el taxi aún está parado, generar otro vehículo en el carril derecho</p> <p>SI $SaleD < SaleT$ ENTONCES IR a [B]</p> <p>[F] DETERMINAR el intervalo entre taxis (IntervaloT) usando usando el intervalo medio entre taxis (IntervaloMT) más o menos una desviación aleatoria. La desviación aleatoria se obtiene de la Tabla 2 generando un número aleatorio y multiplicando el factor correspondiente por la desviación típica del intervalo entre taxis (DesviaciónTT)</p> <p>Calcular el momento de llegada del próximo taxi y actualizar el tiempo</p> <p>$LlegaT = LlegaT + IntervaloT$</p> <p>Tiempo = $LlegaT$</p> <p>CONTINUAR</p> <p>Calcular la demora media por obstrucción, por vehículo</p> <p>$DemoraM = Demora * 3,600 / (Tiempo * VolumenD)$</p> <p style="text-align: center;">FIN.</p>	

510

PROBLEMAS DE TALLER

Problema A

Un acceso a una intersección semaforizada tiene un carril de vuelta a izquierda de 21 metros de largo sin contar la transición. El semáforo tiene un ciclo de 80 segundos con una fase de giro a izquierda sin oposición de 20 s. No se permiten giros a izquierda sin oposición. Por el carril circula un volumen de 160 vehículos por hora y las llegadas de los vehículos tienen distribución exponencial negativa. Los vehículos son de 4.5 m de largo y dejan una separación de 1 m entre sí cuando están detenidos. Los intervalos de entrada a la intersección de los vehículos cuando parten de una cola son de 2 s. Calcular el porcentaje del tiempo en que la cola rebosa el carril de vuelta a izquierda y obstruye el carril adyacente.

Problema B

Un acceso a una intersección sin semáforo tiene un carril de vuelta a izquierda, por el que llegan los vehículos exactamente cada 20 s. Los giros deben aprovecharse durante los claros de 4 o más segundos de una corriente vehicular en sentido opuesto, que viene por un solo canal y cuyo volumen es de 160 v/h. El tránsito transversal no estorba. La llegada de los vehículos opuestos tiene distribución exponencial negativa, y las brechas entre los vehículos son prácticamente iguales a los intervalos de llegada. Calcular el tiempo medio de detención de los vehículos que voltean a la izquierda.

Problema C

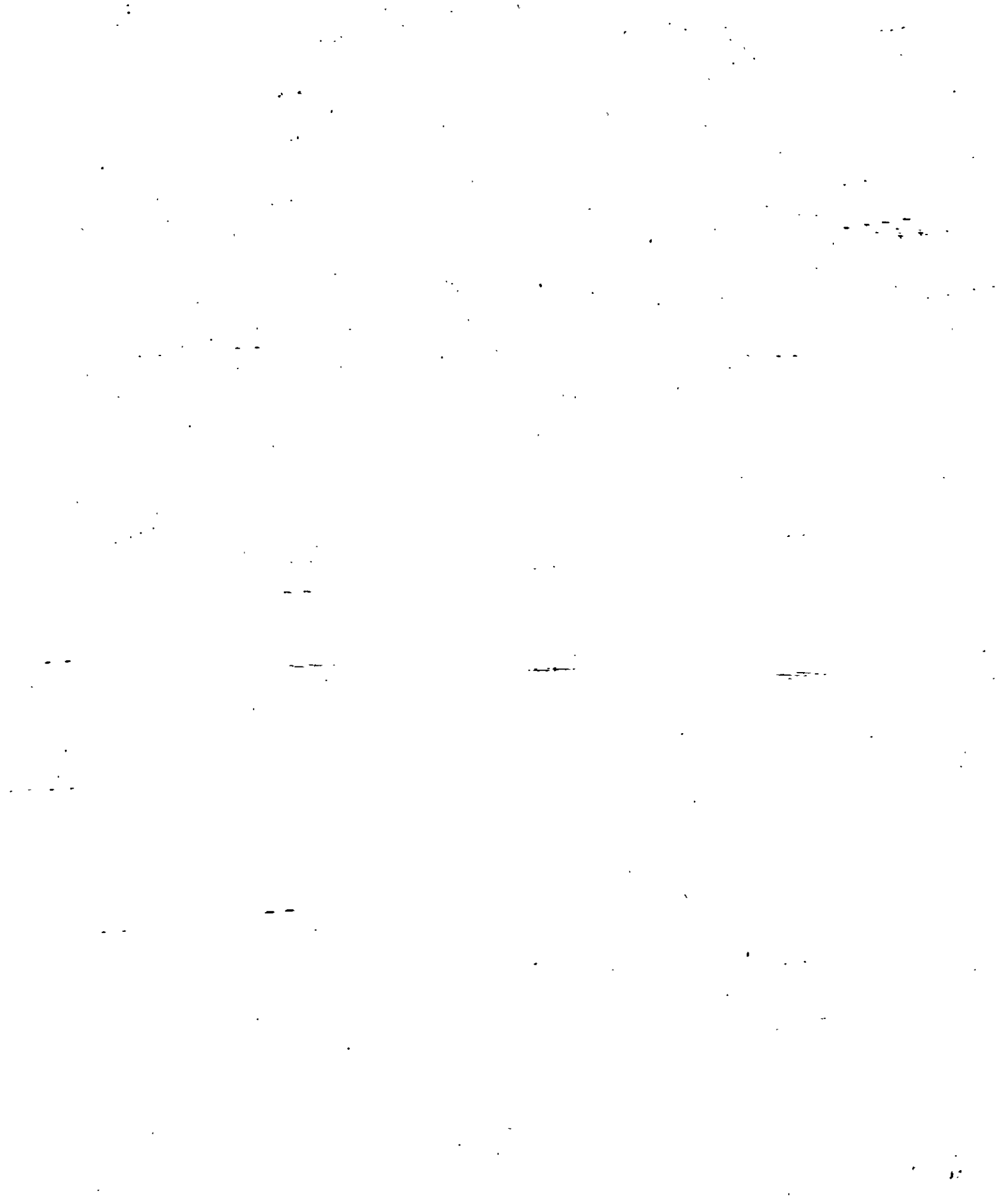
Hay una parada de autobuses en un acceso a una intersección regulada por un semáforo que tiene un ciclo de 80 s y fase verde de 40 s para el acceso. Los autobuses llegan a la parada con intervalos medios de 300 s, distribución normal como la de la Tabla 2 y desviación típica de 30 s. El tiempo medio de servicio es de 30 s, y tiene distribución normal y desviación típica de 10 s. Calcular el tiempo de permanencia media de los autobuses suponiendo que no hay interferencia entre ellos.

Problema D

En un acceso de un solo carril a una intersección semaforizada, el 50% de los vehículos giran a la derecha y los demás siguen de frente. El semáforo tiene un ciclo de 80 segundos e intervalo verde de 40 s para el acceso considerado. Los vehículos llegan con distribución exponencial negativa a razón de 400 v/h y sus intervalos de entrada a la intersección son de 2 s cuando parten de una cola. Se supone que todas las colas se disipan durante la fase verde, pero no se permite girar a la derecha durante el intervalo rojo. Calcular el tiempo medio de detención por vehículo.

Problema E

Supóngase que en el Problema D se puede girar a la derecha en intervalo rojo.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

**HIGHWAY CAPACITY MANUAL
Special Report 209
Third Edition**

EXPOSITOR: DR. GUIDO RADELAT EGÜES

1997

51





HIGHWAY CAPACITY MANUAL

Special Report 209
Third Edition

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD
National Research Council
Washington, D.C. 1994

1994 TRANSPORTATION RESEARCH BOARD EXECUTIVE COMMITTEE

OFFICERS

Chairman: Joseph M. Susman, JR East Professor and Professor of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology

Vice Chairman: Lillian C. Liburd, Director, Port Department, The Port Authority of New York and New Jersey

Executive Director: Robert E. Skinner, Jr., Transportation Research Board

MEMBERS

Brian J. L. Berry, Lloyd Viel Berkner Regental Professor and Chair, Bruton Center for Development Studies, University of Texas at Dallas

Dwight M. Bower, Director, Idaho Transportation Department

John E. Braen, The Nasser I. Al-Rashid Chair in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin

Kirk Brown, Secretary, Illinois Department of Transportation

David Burwell, President, Rails-to-Trails Conservancy

L. G. (Gary) Byrd, Consultant, Alexandria, Virginia

A. Ray Chamberlain, Vice President of Freight Policy, American Trucking Associations (Past Chairman, 1993)

Ray W. Clough (Nishikan Professor of Structural Engineering Emeritus, University of California, Berkeley), Structures Consultant, Sunriver, Oregon

Richard K. Davidson, Chairman and CEO, Union Pacific Railroad

James C. DeLong, Director of Aviation, Denver International Airport

Deion Hampton, Chairman and CEO, Deion Hampton & Associates, Chartered

Don C. Kelly, Secretary and Commissioner of Highways, Kentucky Transportation Cabinet

Robert Kochanowski, Executive Director, Southwestern Pennsylvania Regional Planning Commission

James L. Lammie, President and CEO, Parsons Brinckerhoff, Inc.

William W. Millar, Executive Director, Port Authority of Allegheny County (Past Chairman, 1992)

Charles P. O'Leary, Jr., Commissioner, New Hampshire Department of Transportation

Brig Gen. Jude W. P. Patn (retired), Secretary, Louisiana Department of Transportation and Development

Neil Peterson, former Executive Director, Los Angeles County Metropolitan Transportation Commission

Darrel Rensink, Director, Iowa Department of Transportation

James W. van Loben Sels, Director, California Department of Transportation

C. Michael Walton, Ernest H. Cockrell Centennial Chair in Engineering and Chairman, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin (Past Chairman, 1991)

David N. Wormley, Dean of Engineering, Pennsylvania State University

Howard Yersulim, Secretary of Transportation, Pennsylvania Department of Transportation

Robert A. Young III, President, ABF Freight Systems, Inc.

Mike Acott, President, National Asphalt Pavement Association (ex officio)

Roy A. Allen, Vice President, Research and Test Department, Association of American Railroads (ex officio)

Andrew H. Card, Jr., President and CEO, American Automobile Manufacturers Association (ex officio)

Thomas J. Donohue, President and CEO, American Trucking Associations, Inc (ex officio)

Francis B. Francois, Executive Director, American Association of State Highway and Transportation Officials (ex officio)

Jack R. Gilstrap, Executive Vice President, American Public Transit Association (ex officio)

Vice Adm. Albert J. Herberger, Administrator, Maritime Administration U.S. Department of Transportation (ex officio)

David R. Hinson, Administrator, Federal Aviation Administration, U.S. Department of Transportation (ex officio)

Gordon J. Linton, Administrator, Federal Transit Administration U.S. Department of Transportation (ex officio)

Ricardo Martinez, Administrator, National Highway Traffic Safety Administration, U.S. Department of Transportation (ex officio)

Josene M. Mokros, Administrator, Federal Railroad Administration, U.S. Department of Transportation (ex officio)

Dharmendra K. Sharma, Administrator, Research and Special Programs Administration U.S. Department of Transportation (ex officio)

Rodney E. Slater, Administrator, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation (ex officio)

LL Gen. Arthur E. Williams, Chief of Engineers and Commander, U.S. Army Corps of Engineers (ex officio)

Transportation Research Board Special Report 209

Subscriber Categories

IA planning and administration
IIA highway and facility design
IVA highway operations, capacity, and traffic control
VI public transit

Transportation Research Board publications are available by ordering directly from TRB. They may also be obtained on a regular basis through organizational or individual affiliation with TRB, affiliates or library-subscribers are eligible for substantial discounts. For further information, write to the Transportation Research Board, National Research Council, 2101 Constitution Avenue, N.W., Washington, D.C. 20418.

NOTICE

The project that is the subject of this report was approved by the Governing Board of the National Research Council, whose members are drawn from the councils of the National Academy of Sciences, the National Academy of Engineering, and the Institute of Medicine. The members of the committee responsible for the report were chosen for their special competence and with regard for appropriate balance.

This report has been reviewed by a group other than the authors according to procedures approved by a Report Review Committee consisting of members of the National Academy of Sciences, the National Academy of Engineering, and the Institute of Medicine.

©1985, 1992, 1994 by the Transportation Research Board
All rights reserved. First edition 1950
Third edition 1985
Printed in the United States of America

First printing, August 1985
Second printing, December 1985
Third printing, June 1987
Fourth printing, June 1993
Fifth printing, October 1994

Library of Congress Cataloging in Publication Data
National Research Council. Transportation Research Board
Highway capacity manual. 3rd ed. ©1994

p. cm. — (Special report ; 209)
Includes bibliographical references.
ISBN 0-309-05516-4

1. Highway capacity—Handbooks, manuals, etc. 2. Traffic flow—Handbooks, manuals, etc. I. Series. Special report (National Research Council (U.S.) Transportation Research Board ; 209)
HE336.H48H54 1994 ISSN 0360-859X 94-29743
388.3'142—dc20 CIP

The Transportation Research Board is a unit of the National Research Council, which serves the National Academy of Sciences and the National Academy of Engineering. The Board's purpose is to stimulate research concerning the nature and performance of transportation systems, to disseminate the information produced by the research, and to encourage the application of appropriate research findings. The Board's program is carried out by more than 300 committees, task forces, and panels composed of more than 3,700 administrators, engineers, social scientists, attorneys, educators, and others concerned with transportation; they serve without compensation. The program is supported by state transportation and highway departments, the modal administrations of the U.S. Department of Transportation, and other organizations and individuals interested in the development of transportation.

The National Research Council was organized by the National Academy of Sciences in 1916 to associate the broad community of science and technology with the Academy's purpose of furthering knowledge and advising the federal government. Functioning in accordance with general policies determined by the Academy, the Council has become the principal operating agency of both the National Academy of Sciences and the National Academy of Engineering in providing services to the government, the public, and the scientific and engineering communities. The Council is administered jointly by both the Academies and the Institute of Medicine.

LOS C describes operations with delay greater than 15 and up to 25 sec per vehicle. These higher delays may result from fair progression, longer cycle lengths, or both. Individual cycle failures may begin to appear at this level. The number of vehicles stopping is significant at this level, though many still pass through the intersection without stopping.

LOS D describes operations with delay greater than 25 and up to 40 sec per vehicle. At level D, the influence of congestion becomes more noticeable. Longer delays may result from some combination of unfavorable progression, long cycle lengths, or high v/c ratios. Many vehicles stop, and the proportion of vehicles not stopping declines. Individual cycle failures are noticeable.

LOS E describes operations with delay greater than 40 and up to 60 sec per vehicle. This level is considered by many agencies to be the limit of acceptable delay. These high delay values generally indicate poor progression, long cycle lengths, and high v/c ratios. Individual cycle failures are frequent occurrences.

LOS F describes operations with delay in excess of 60 sec per vehicle. This level, considered to be unacceptable to most drivers, often occurs with oversaturation, that is, when arrival flow rates exceed the capacity of the intersection. It may also occur at high v/c ratios below 1.0 with many individual cycle failures. Poor progression and long cycle lengths may also be major contributing causes to such delay levels.

Relating Capacity and Level of Service

Because delay is a complex measure, its relationship to capacity is also complex. The levels of service in Table 9-1 were established on the basis of the acceptability of various delays to drivers. Although local standards may vary, *LOS C* is widely regarded as a desirable design objective. It is important to note that this concept is not related to capacity in a simple one-to-one fashion.

In previous chapters, the lower bound of *LOS E* was defined to be capacity; that is, the v/c ratio is by definition 1.0. This is not the case for the procedures in this chapter. It is possible, for example, to have delays in the range of *LOS F* (unacceptable) while the v/c ratio is below 1.0, perhaps as low as 0.75 to 0.85. Very high delays can occur at such v/c ratios when some combination of the following conditions exists: (a) the cycle length is long, (b) the lane group in question is disadvantaged by the signal timing (has a long red time), and (c) the signal progression for the subject movements is poor.

The reverse is also possible: a saturated lane group (i.e., v/c ratio near 1.0) may have low delays if (a) the cycle length is short or (b) the signal progression is favorable for the subject lane group, or both. This is particularly true because the delay estimation techniques in this chapter address only the vehicles that arrive during the first 15-min analysis period during which oversaturation occurs. Therefore, the cumulative delay impact of v/c ratios > 1.0 beyond one analysis period may be underestimated. When accurate delay estimates are required with v/c ratios greater than 1.0, more detailed surveys of traffic volumes, saturation flow rates, and other operating characteristics should be performed.

Thus, the designation *LOS F* does not automatically imply that the intersection, approach, or lane group is overloaded; nor does a level of service better than *E* automatically imply that there is unused capacity available.

The procedures and methods in this chapter require the analysis of both capacity and *LOS* conditions to fully evaluate the operation of a signalized intersection. It is imperative that the analyst recog-

nize the unique relationship of these two concepts as they apply to signalized intersections.

Computational Alternatives for Delay and Level of Service

This chapter defines the level of service at a signalized intersection in terms of average stopped delay per vehicle. It also establishes threshold delay values for the various levels of service and presents a detailed computational methodology for estimating delay. The methodology prescribed here represents a broad accumulation of professional knowledge, experience, and research. As such, it offers a consistent and impartial means of assessing the level of service at signalized intersections under a full range of operating conditions.

It must be recognized, however, that delay is a quantity that may be directly measured in the field. The results of the computations described in this chapter cannot be expected to supersede the results of properly executed field studies that measure delay. Furthermore, the literature contains a variety of models that offer delay estimation techniques based on complex software algorithms, some of which require additional field data. Some of these models are designed to deal explicitly with unusual situations of geometrics, signal operation, driver behavior, and so forth. It is not, therefore, possible to argue the superiority of the macroscopic model contained in this chapter over all of the more microscopic methods under all conditions, as described in Chapter 1.

Although worksheets are provided for all the calculations, the use of computerized versions of these procedures is a universal practice. The primary purpose of the worksheets is to explain the computational methodology in a clear and understandable manner. Productivity considerations dictate the need for automation, and fortunately there is an excellent choice of software products that implement the methodology of this chapter. It is not the purpose of this manual to endorse, compare, or even mention these products; however, their importance to the analysis of signalized intersection capacity and level of service cannot be ignored, nor can the professional responsibility of the analyst for the final results. The software must be viewed as a supplement to this manual to be used with a thorough understanding of the procedures, and not simply as a time-saving alternative. For example, the interpretation of the level of precision available from computations performed by software should be compatible with the accuracy of the input data.

To simplify the description of the computational process, certain parameters such as lost time, t_l , are assumed to apply globally to all movements. This is common practice in signalized intersection analysis and is reflected in all the worksheets and sample calculations. It is not, however, the intent in this chapter to preclude the use of movement-specific values when such information is available and a higher level of precision is required.

Levels of Analysis

Two levels of analysis are presented. The primary methodology used is the *operational analysis*. At this level, detailed information on all prevailing traffic, roadway, and signalization characteristics must be provided. The method provides for a full analysis of capacity and level of service and can be used to evaluate alternative traffic demands, geometric designs, or signal plans, or all three.

A second method is provided for *planning analysis*. At this level, only capacity is addressed because it is not necessary, nor

is it practical, to perform detailed calculations of delay given the accuracy of the data that are generally available for planning purposes. Basic information on intersection geometrics, lane utilization, and movement-specific traffic volumes is required, along with the manner in which each of the left turns is accommodated (protected, permitted, etc.) and the presence or absence of parking on each approach.

The planning method generates two important products: (a) a projection of the status of the intersection with respect to its capacity and (b) an approximation of a signal timing plan. Combining this approximation with appropriate values for other parameters used in the operational analysis, it is possible to extend the planning analysis into the level of the operational analysis. The accuracy of the computed level of service will depend on the degree of effort applied to the development of the data items that are represented by default values (e.g., lane widths, truck proportions) and on the quality of the approximated signal timing plan. Thus, planning and operational analyses may be viewed as two applications that represent the extremes of a continuous range of possibilities.

The operational analysis methodology considers the full details of each of four components: demand or service flow rates at the intersection, signalization of the intersection, geometric design or characteristics of the intersection, and the delay or level of service that results from these. The methodology is capable of treating any of these four components as an unknown to be determined knowing the details of the other three. Thus the method can be used to

1. Solve for *level of service*, knowing details of intersection flows, signalization, and geometrics;

2. Solve for *allowable service flow rates* for selected levels of service, knowing the details of signalization and geometrics;

3. Solve for *signal timing* (for an assumed phase plan) the desired level of service and the details of flows and geometrics; and

4. Solve for *basic geometrics* (number or allocation of lanes), knowing the desired level of service and the details of flows and signalization.

Although the methodology is capable of computations in all four modes, the specific procedures and worksheets are designed for the first of these, that is, a solution for level of service. In developing alternative signal and geometric designs, it is often necessary to consider changes simultaneously in both. Rarely can signalization be considered in isolation from geometric design and vice versa. Thus, the most frequent type of analysis would consider such alternatives on a trial-and-error basis and would not attempt to hold one constant and "solve" for the other. Sample calculations, however, illustrate alternative uses of the methodology.

Suitability of Operational Configurations

The methodology presented in this chapter covers a wide range of operational configurations, including combinations of phase plans, lane utilization, and left-turn treatment alternatives. It is important to note that some of these configurations may be considered unacceptable from a traffic safety point of view by some operating agencies. The safety aspect of signalized intersections cannot be ignored, and the provision in this chapter of an analysis methodology for a specific operational configuration does not imply an endorsement of its suitability for application at all locations.

II. METHODOLOGY

OPERATIONAL ANALYSIS

Operational analysis results in the determination of capacity and level of service for each lane group as well as the level of service for the intersection as a whole. It requires that detailed information be provided concerning geometric, traffic, and signalization conditions at the intersection. These may be known for existing cases or projected for future situations. Because the operational analysis of signalized intersections is complex, it is divided into five distinct modules, as follows:

1. *Input Module*: All required information upon which subsequent computations are based is defined. The module includes all necessary data on intersection geometry, traffic volumes and conditions, and signalization. It is used to provide a convenient summary for the remainder of the analysis.

2. *Volume Adjustment Module*: Demand volumes are generally stated in terms of vehicles per hour for a peak hour. The volume adjustment module converts these to flow rates for a peak 15-min analysis period and accounts for the effects of lane distribution. The definition of lane groups for analysis also takes place in this module.

3. *Saturation Flow Rate Module*: The saturation flow rate is computed for each of the lane groups established for analysis. The flow rate is based upon the adjustment of an "ideal" saturation flow rate to reflect a variety of prevailing conditions.

4. *Capacity Analysis Module*: Volumes and saturation flow rates are manipulated to compute the capacity and v/c ratios for each lane group and the critical v/c ratio for the intersection.

5. *LOS Module*: Delay is estimated for each lane group established for analysis. Delay measures are aggregated for approaches and for the intersection as a whole, and levels of service are determined.

Figure 9-3 is a diagram of the modules and the analysis procedure. Each module is discussed in detail in the sections that follow.

The methodology in this chapter provides formulas and look-up tables for all factors that are to be used. In all cases, the tables provide entries for the extreme limits that are allowed by the method; in no case should the tabulated values be extrapolated beyond these limits except when extrapolation is explicitly recommended (e.g., for lane width factors). Interpolation between tabulated values is suggested to avoid the discontinuities that can occur without interpolation, but the recommended practice in all cases

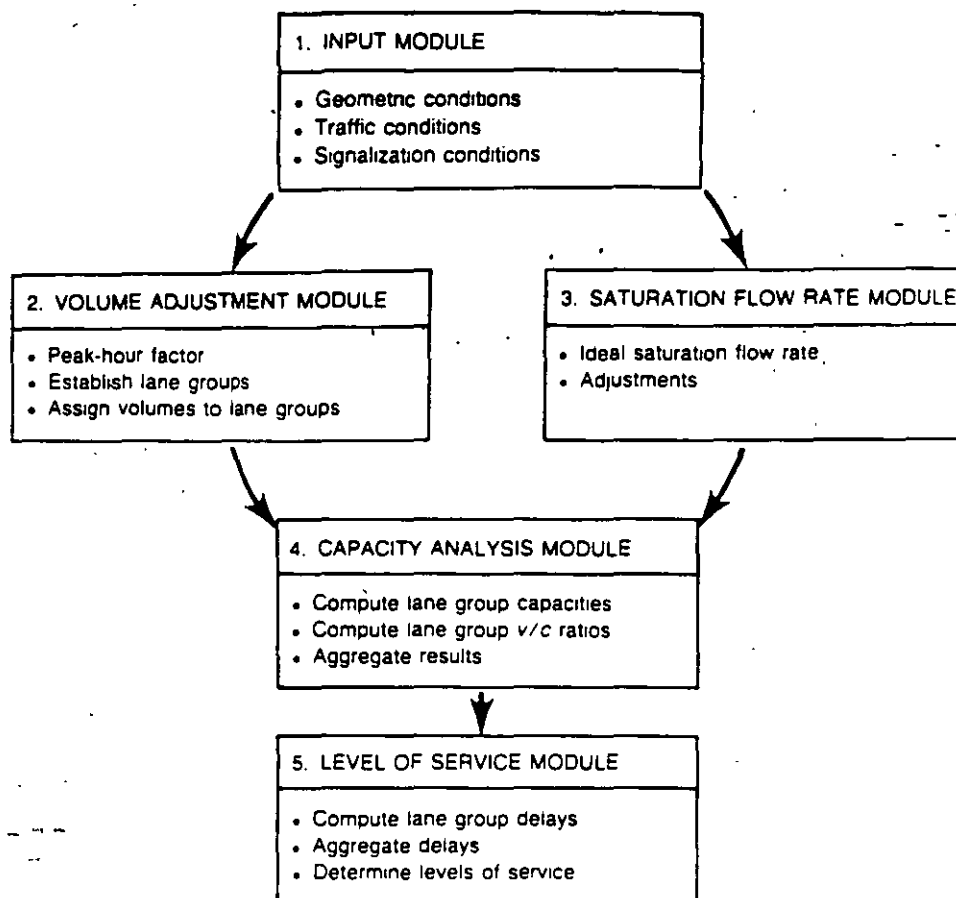


Figure 9-3. Operational analysis procedure.

is to use the formulas that are provided to completely avoid the issues of both interpolation and extrapolation. All the examples presented later in this chapter are based on the formulas.

Input Module

Figure 9-4 provides a summary of the input information required to conduct an operational analysis. This information forms the basis for selecting computational values and procedures in the modules that follow. The data needed are detailed and varied, and fall into four main categories: geometric conditions, traffic conditions, signalization conditions, and default values

Geometric Conditions

Intersection geometry is generally presented in diagrammatic form and must include all of the relevant information, including approach grades, the number and width of lanes, and parking conditions. The existence of exclusive left- or right-turn lanes should be noted, along with the storage lengths of such lanes.

When the specifics of geometry are to be designed, these features must be assumed for the analysis to continue. State or local policies and guidelines should be used in establishing the final design. When these are not readily available, Appendix I of this chapter contains suggestions for geometric design that may be useful in preparing a preliminary design for analysis.

Traffic Conditions

Traffic volumes for the intersection must be specified for each movement on each approach. Vehicle type distribution is quantified as the percent of heavy vehicles (%HV) in each movement, where heavy vehicles are defined as those with more than four wheels touching the pavement. The number of local buses on each approach should also be identified, including only those buses making stops to pick up or discharge passengers at the intersection (on either the approach or departure side). Buses not making such stops are considered to be heavy vehicles.

Pedestrian flows are needed, because these will interfere with permitted right turns. The pedestrian flow for a given vehicular approach is the flow in the crosswalk interfering with right turns from the approach. Thus, for a westbound approach, the pedestrian flow in the north crosswalk would be used; for an eastbound approach, the south-crosswalk flow; for a northbound approach, the east-crosswalk flow; and for a southbound approach, the west-crosswalk flow.

One of the most critical traffic characteristics that must be quantified to complete an operational analysis of a signalized intersection is the quality of the progression. The parameter that best describes this characteristic is the arrival type (AT) for each lane group. This parameter is a general categorization that represents the quality of progression in an approximate manner. Six arrival types are defined for the dominant arrival flow as follows:

TYPE OF CONDITION	PARAMETER	SYMBOL	
Geometric conditions	Area Type	CID, Other	
	Number of Lanes	N	
	Average Lane Widths, ft.	W	
	Grades, %	%G	
	Existence of Exclusive LT or RT Lanes	None	
	Length of Storage Bay, LT or RT Lane	L _s	
	Parking Conditions	Yes, No	
	Traffic conditions	Volumes by Movement, vph	V
		Ideal Saturation Flow Rate by Mov't, pc/hpl	S
		Peak Hour Factor	PHF
Percent Heavy Vehicles		%HV	
Conflicting Pedestrian Flow Rate, peds/hr		PEDS	
Local Buses Stopping in Intersection		N _b	
Parking Activity, pkg maneuvers/hr		N _a	
Arrival Type (1-6)		AT	
Proportion of Vehicles Arriving on Green		P	
Signalization conditions		Cycle Length, sec	C
	Green Time, sec	G	
	Yellow change interval	Y	
	All-red clearance interval	AR	
	Actuated or Pre-timed Operation	A or P	
	Pedestrian Push-Button?	Yes, No	
	Minimum Pedestrian Green	G _p	
	Phase Plan	None	

Figure 9-4. Input data needs for each analysis lane group

Arrival Type 1: Dense platoon, containing over 80 percent of the lane group volume, arriving at the start of the red phase. This AT is representative of network links that may experience very poor progression quality as a result of conditions such as overall network signal optimization.

Arrival Type 2: Moderately dense platoon arriving in the middle of the red phase or dispersed platoon, containing 40 to 80 percent of the lane group volume, arriving throughout the red phase. This AT is representative of unfavorable progression on two-way arterials.

Arrival Type 3: Random arrivals in which the main platoon contains less than 40 percent of the lane group volume. This AT is representative of operations at isolated and noninterconnected signalized intersections characterized by highly dispersed platoons. It may also be used to represent coordinated operation in which the benefits of progression are minimal.

Arrival Type 4: Moderately dense platoon arriving in the middle of the green phase or dispersed platoon, containing 40 to 80 percent of the lane group volume, arriving throughout the green phase. This AT is representative of favorable progression quality on a two-way arterial.

Arrival Type 5: Dense to moderately dense platoon containing over 80 percent of the lane group volume, arriving at the start of the green phase. This AT is representative of highly favorable progression quality, which may occur on routes with low to moderate side-street entries and which receive high-priority treatment in the signal timing plan design.

TABLE 9-2. RELATIONSHIP BETWEEN ARRIVAL TYPE AND PLATOON RATIO (R_p)

ARRIVAL TYPE	RANGE OF PLATOON RATIO (R _p)	DEFAULT VALUE (R _p)	PROGRESSION QUALITY
1	≤ 0.50	0.333	Very poor
2	> 0.50 and ≤ 0.85	0.667	Unfavorable
3	> 0.85 and ≤ 1.15	1.000	Random arrivals
4	> 1.15 and ≤ 1.50	1.333	Favorable
5	> 1.50 and ≤ 2.00	1.667	Highly favorable
6	> 2.00	2.000	Exceptional

Arrival Type 6: This arrival type is reserved for exceptional progression quality on routes with near-ideal progression characteristics. It is representative of very dense platoons progressing over a number of closely spaced intersections with minimal or negligible side-street entries.

The arrival type is best observed in the field but could be approximated by examining time-space diagrams for the arterial or street in question. The arrival type should be determined as accurately as possible because it will have a significant impact on delay estimates and LOS determination. Although there are no definitive parameters to precisely quantify arrival type, the following ratio is a useful value:

$$R_p = P(C/g) \tag{9-7}$$

where:

- R_p = platoon ratio;
- P = proportion of all vehicles in movement arriving during green phase;
- C = cycle length; and
- g = effective green time for the movement.

P may be estimated or observed in the field, whereas g and C are computed from the signal timing. Note that when P is estimated, its value may not exceed 1.0. The approximate ranges of R_p are related to arrival type as shown in Table 9-2, and default values are suggested for use in subsequent computations.

Another traffic condition of interest is the activity in parking lanes adjacent to analysis lane groups. Parking activity is measured in terms of the number of parking maneuvers per hour within 250 ft upstream of the stop line (N_a). Each vehicle entering or leaving a parking place is considered to be a parking maneuver.

Signalization Conditions

Complete information regarding signalization is needed. This includes a phase diagram illustrating the phase plan, cycle length, green times, and change intervals. Actuated phases must be identified, including the existence of pushbutton pedestrian-actuated phases.

If pedestrian timing requirements exist, the minimum green time for the phase should be indicated and must be provided for in the signal timing. The minimum green time for a phase may be estimated as

$$G_p = 7.0 + (W/4.0) - Y \tag{9-8}$$

where:

- G_p = minimum green time, in sec;

W = distance from the curb to the center of the farthest travel lane on the street being crossed or to the nearest pedestrian refuge island if the pedestrian crossing is to be made over two signal cycles, in ft; and

Y = change interval (yellow + all-red time), in sec.

It is assumed that the 15th-percentile walking speed of pedestrians crossing a street is 4.0 fps in this computation. This is lower than the average pedestrian walking speed of 4.5 fps cited in Chapter 13, *Pedestrians*. The lower value is intended to accommodate crossing pedestrians who walk at speeds slower than the average. Where local policy uses different criteria for estimating minimum pedestrian crossing requirements, these criteria should be used in lieu of Equation 9-8.

When signal phases are actuated, the cycle length and green times will vary from cycle to cycle in response to demand. To establish values for analysis, the operation of the signal should be observed in the field during the same period that volumes are observed. Average values of cycle length and green time may then be used.

When signalization is to be established as part of the analysis, state or local policies and procedures should be applied where appropriate in designing the signalization for analysis. Appendix II and the planning method presented later in this chapter contain suggestions for the design of a trial signalization that may also be useful. These should not be construed to be standards or criteria for signal design. It should be noted that a trial signalization cannot be designed until the Volume Adjustment and Saturation Flow Rate modules have been completed. In some cases, the computations will be iterative, because left-turn adjustments for permitted turns used in the Saturation Flow Rate Module depend upon signal timing. Appendix II also contains suggestions for estimating the timing of an actuated signal if field observations are unavailable.

It should be noted that an operational analysis requires the specification of a signal timing plan for the intersection under study. The planning-level analysis presented later in this chapter offers a method for establishing a "reasonable and effective" signal timing plan. The planning procedure is based on the methodology presented in Appendix II to determine an appropriate cycle length and green time allocation. This procedure is recommended only for the estimation of level of service and not for the design of an implementable signal timing plan. The signal timing design process is more complicated and involves, for example, iterative checks for minimum green-time violations.

The design of an implementable timing plan is a complex and iterative process that is generally carried out with the assistance of computer software. Although the methodology presented here is oriented toward the estimation of delay at traffic signals, it was suggested in Section I of this chapter that the computations could be applied iteratively to develop a signal timing plan. Some of the available signal timing software products employ the methodology of this chapter at least in part.

There are, however, several aspects of signal timing design that are beyond the scope of this manual. One such aspect is the choice of the timing strategy itself. Three basic strategies are commonly used:

1. *Equalize the v/c ratios for critical lane groups*: This is the simplest strategy and the only one that may be implemented without excessive iteration. It is described briefly in Appendix II. It will be employed in the timing plan synthesis procedures of the planning method to be presented later in this section and in the

sample calculations presented in Section IV of this chapter. Under this strategy, the green time is allocated among the various signal phases in proportion to the flow ratio of the critical lane group for each phase.

2. *Minimize the total delay to all vehicles*: This strategy is generally proposed as the optimal solution to the signal timing problem, often in combination with other measures such as stops, fuel consumption, and so forth. Many signal timing models offer this optimization feature. Some use a delay estimation procedure identical to that proposed in this chapter, and others employ minor departures.

3. *Balance the level of service for all critical lane groups*: Both of the strategies just described tend to produce a higher delay per vehicle, and therefore a less favorable level of service, for the minor movements at an intersection. This causes some difficulty in representing the overall intersection level of service because of the imbalance among the critical lane groups. The sample calculations presented in Section IV illustrate this phenomenon. This is another example of a problem that can only be solved iteratively.

Default Values

Occasionally, some of the field data noted in Figure 9-4 will not be available. When critical variables are missing, it may be necessary to conduct a planning analysis. However, default values may be used for some of the variables without seriously compromising computations. Caution should be used when applying such values, and it must be recognized that results become more approximate as more default values are used.

Table 9-3 summarizes default values for use when field data are not available. Use of many of these defaults generates no adjustments to the base, ideal conditions, but this is not true for

TABLE 9-3. DEFAULT VALUES FOR USE IN OPERATIONAL AND PLANNING ANALYSIS

CHARACTERISTIC	DEFAULT VALUE
Traffic	
Ideal saturation flow rate	1,900 pcphgpl
Conflicting pedestrian volume (assume none unless field data indicate otherwise)	None: 0 peds/hr Low: 50 peds/hr Moderate: 200 peds/hr High: 400 peds/hr
Percent heavy vehicles	2
Grade (percent)	0
Number of stopping buses	0/hr
Parking conditions	No parking
Parking maneuvers	20/hr where parking exists
Arrival type	
Lane groups with through movements	3 if isolated 4 if coordinated*
Lane groups without through movements	3
Peak hour factor	0.90
Lane utilization factor	See Table 9-4
Facility and Traffic Signal	
Signal type	Pretimed
Cycle length range	60-120 sec
Lost time	3.0 sec/phase
Yellow plus all red	4.0 sec/phase
Area type	Non-CBD
Lane width	12 ft

*Better arrival types are often possible with favorable progression design.

every default, as in the case of percent heavy vehicles and peak hour factor.

Volume Adjustment Module

Three major analytic steps are performed in the Volume Adjustment Module: (a) movement volumes are adjusted to flow rates for a peak 15-min period of analysis, (b) lane groups for analysis are established, and (c) lane group flows are adjusted to account for unbalanced lane utilization.

Adjustment of Movement Volumes To Reflect Peak Flow Rates

As with other chapters and procedures in this manual, the initial computational process is to convert demands stated as hourly volumes to flow rates for the peak 15-min period within the hour. This is done by dividing the movement volumes by an appropriate peak hour factor (PHF), which may be defined for the intersection as a whole, for each approach, or for each movement.

$$v_p = V/PHF \quad (9-9)$$

where:

v_p = flow rate during peak 15-min period, vph;
 V = hourly volume, vph; and
 PHF = peak-hour factor.

Because not all intersection movements may peak at the same time, it is valuable to observe 15-min flows directly and select critical periods for analysis. The conversion of hourly volumes to peak flow rates using the PHF assumes that all movements peak during the same 15-min period, and it is therefore a conservative approach. It is particularly conservative if different PHF values are assumed for each movement. It should be noted also that statistically valid surveys of the PHF for individual movements are difficult to obtain during a single peak hour.

Determination of Lane Groups for Analysis

The operational analysis procedure is disaggregate; that is, it is designed to consider individual intersection approaches and individual lane groups (as defined in Section I) within approaches. It is therefore necessary to determine appropriate lane groups for analysis.

Segmenting the intersection into lane groups is generally a relatively obvious process that considers both the geometry of the intersection and the distribution of traffic movements. In general, the smallest number of lane groups is used that adequately describes the operation of the intersection. The following guidelines may be applied:

1. An exclusive left-turn lane or lanes should normally be designated as a separate lane group unless there is also a shared left-through lane present, in which case the proper lane grouping will depend on the distribution of traffic volume between the movements. The same is true of an exclusive right-turn lane.
2. On approaches with exclusive left-turn or right-turn lanes, or both, all other lanes on the approach would generally be included in a single lane group.
3. When an approach with more than one lane includes a lane that may be used by both left-turning vehicles and through vehicles, it is necessary to determine whether conditions permit equilibrium conditions to exist or whether there are so many left turns

that the lane essentially acts as an exclusive left-turn lane, which is referred to as a "de facto left-turn lane."

De facto left-turn lanes cannot be identified effectively until the proportion of left turns in the shared lane has been computed. A procedure for estimating this quantity will be presented later. If the computed proportion of left turns in the shared lane equals or exceeds 1.0 (i.e., 100 percent), the shared lane must be considered a de facto left-turn lane.

When two or more lanes are included in a lane group for analysis purposes, all subsequent computations treat these lanes as a single entity. Figure 9-5 shows some common lane group schemes for analysis.

The operation of a shared left-turn and through lane with permitted left-turn phasing is quite complex. Left-turning vehicles execute their turning maneuvers through gaps in the opposing traffic stream. The first gap, however, does not appear until the queue of opposing vehicles clears the intersection. If a left-turner arrives during the interval in which the opposing queue is clearing, it effectively blocks the lane for both through and turning vehicles until the first gap appears. Thereafter, left-turn vehicles may move through gaps in the opposing traffic stream until the green phase terminates, at which time as many as two left-turning vehicles may be able to execute turns during the change interval. Any lane blockages or congestion in the shared lane will influence lane distribution as vehicles move to adjacent lanes to avoid turbulence and delays.

Another factor also influences lane distribution. If a through vehicle arrives at the intersection at the time that a gap appears in the opposing traffic stream, no left-turning vehicle will be able to use the gap. A large number of through vehicles in the shared lane may block so many of the available gaps as to leave insufficient capacity for left-turning vehicles. The interaction of all these mechanisms results in vehicles' establishing an equilibrium through their selection of lanes. The procedures in this chapter attempt to address this equilibrium state and allow approaches containing shared left-turn and through lanes to be analyzed as a single lane group.

Adjustment for Lane Distribution

Movement volumes have been adjusted to peak 15-min flow rates, and lane groups for analysis have been established. Flow rates in each lane group are now adjusted to reflect unequal lane utilization. When more than one lane exists, traffic flow typically will not be distributed equally over each lane in the lane group. The lane utilization adjustment reflects this and increases the analysis flow rate to reflect the effect of the flow in the lane with the highest utilization. Thus:

$$v = v_p U \quad (9-10)$$

where:

v = adjusted demand flow rate for the lane group, in vph;
 v_p = unadjusted demand flow rate for the lane group, in vph;
 and
 U = lane utilization factor.

The lane utilization factor is calculated as follows:

$$U = (v_{t1}N)/v_p$$

where:

NO. OF LANES	MOVEMENTS BY LANES	LANE GROUP POSSIBILITIES
1	LT + TH + RT	① Single-lane approach
2	EXC LT TH + RT	②
2	LT + TH TH + RT	① OR ②
3	EXC LT TH TH + RT	② OR ③

Figure 9-5 Typical lane groups for analysis.

v_{pl} = unadjusted demand flow rate on the single lane with the highest volume in the lane group, and
 N = number of lanes in the lane group.

Use of the lane utilization factor will convert lane group volumes to demand rates for the most heavily traveled lane in a lane group. This is normally done to account for the effect of unbalanced lane usage on lane group delay, except in cases when balanced flow is known to exist. A lane utilization factor of 1.0 may be used when uniform traffic distribution can be assumed across all lanes in the lane group. The factor may also be set at 1.0 when the v/c ratio for the lane group approaches 1.0, because lanes tend to be more equally utilized in such situations.

Actual lane distributions should be used, if known, in the computation of the lane utilization factor. Field observations are especially important when the number of available lanes changes near the intersection. When average conditions exist or traffic distribution on a lane group is not known, the default values summarized in Table 9-4 may be used.

Adjustment for Right Turn on Red (RTOR)

When RTOR is permitted, the right-turn volume may be reduced by the volume of right-turning vehicles moving on the red phase. This is generally done on the basis of hourly volumes before converting to flow rates.

TABLE 9-4. DEFAULT LANE UTILIZATION FACTORS

LANE GROUP MOVEMENTS	NO. OF LANES IN LANE GROUP	PERCENT OF TRAFFIC IN MOST HEAVILY TRAVELED LANE	LANE UTILIZATION FACTOR (U)
Through or shared	1	100.0	1.00
	2	52.5	1.05
	3*	36.7	1.10
Exclusive left turn	1	100.0	1.00
	2*	51.5	1.03
Exclusive right turn	1	100.0	1.00
	2*	56.5	1.13

*If lane group has more lanes than number shown in this table, it is recommended that surveys be made or the largest U -factor shown for that type of lane group be used.

The number of vehicles able to turn right on a red phase is a function of several complex factors:

- Approach lane allocation (shared or exclusive right-turn lane).
- Demand for right-turn movements.
- Sight distance at the intersection approach.
- Degree of saturation of the conflicting through movement.
- Arrival patterns over the signal cycle.
- Left-turn signal phasing on the conflicting street, and

• Conflicts with pedestrians.

For an existing intersection, it is appropriate to consider the right turns on red that actually occur. For both the shared lane and the exclusive right-turn lane conditions, the number of right turns on red should be subtracted from the right-turn volume before the analysis of lane group capacity or level of service. At an existing intersection, the number of right turns on red should be determined by field observations.

If the analysis is dealing with future conditions or if the RTOR volume is not known from field data, it is necessary to estimate the number of vehicles that will turn right on the red. This is a very difficult quantity to estimate because of the complexity of the process and variations in driver behavior. In the absence of field data, it is preferable for most purposes to utilize the right-turn volumes directly without a reduction for the number of right turns on red except when an exclusive right-turn lane movement is "shadowed" by a protected left-turn phase from the cross street. For example, the westbound left turn will shadow the northbound right turn. In this case the shadowing left-turn volume per lane may be removed from the total right-turn volume as right turns on red. Free-flowing right turns that are not under signal control should be removed from the analysis.

Saturation Flow Rate Module

In the Saturation Flow Rate Module, a saturation flow rate for each lane group is computed. The saturation flow rate is the flow in vehicles per hour that could be accommodated by the lane group assuming that the green phase was always available to the lane group, that is, that the green ratio (g/C) was 1.0. Computations begin with the selection of an "ideal" saturation flow rate, usually 1,900 passenger cars per hour of green time per lane (pcphgpl), and adjust this value for a variety of prevailing conditions that are not ideal. All the adjustment factors are given in Tables 9-5 through 9-12.

$$s = s_o N f_w f_{HV} f_a f_p f_{bw} f_r f_{RT} f_{LT} \quad (9-12)$$

where:

- s = saturation flow rate for the subject lane group, expressed as a total for all lanes in the lane group under prevailing conditions, in vphg;
- s_o = ideal saturation flow rate per lane, usually 1,900 pcphgpl.
- N = number of lanes in the lane group.
- f_w = adjustment factor for lane width (12-ft lanes are standard), given in Table 9-5;
- f_{HV} = adjustment factor for heavy vehicles in the traffic stream, given in Table 9-6;
- f_a = adjustment factor for approach grade, given in Table 9-7;
- f_p = adjustment factor for the existence of a parking lane adjacent to the lane group and the parking activity in that lane, given in Table 9-8;
- f_{bw} = adjustment factor for the blocking effect of local buses that stop within the intersection area, given in Table 9-9
- f_r = adjustment factor for area type, given in Table 9-10
- f_{RT} = adjustment factor for right turns in the lane group, given in Table 9-11; and
- f_{LT} = adjustment factor for left turns in the lane group, given in Table 9-12 or computed as described in the following sections.

TABLE 9-5 ADJUSTMENT FACTOR FOR AVERAGE LANE WIDTH (f_w)

AVERAGE LANE WIDTH, W (FT)	LANE W FACTOR, f _w
8	0.867
9	0.900
10	0.933
11	0.967
12	1.000
13	1.033
14	1.067
15	1.100
16	1.133

NOTE. f_w = 1 + $\frac{W - 12}{30}$ W ≥ 8 (if W > 16, a two-lane analysis may be considered).

TABLE 9-6. ADJUSTMENT FACTOR FOR HEAVY VEHICLES (f_{HV})

PERCENT HEAVY VEHICLES, %HV	HEAVY VEHICLE FACTOR, f _{HV}
0	1.000
2	0.980
4	0.962
6	0.943
8	0.926
10	0.909
15	0.870
20	0.833
25	0.800
30	0.769
35	0.741
40	0.714
45	0.690
50	0.667
75	0.571
100	0.500

NOTE f_{HV} = $\frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$ 0 ≤ %HV ≤ 100, where E_T = 2.0 passenger cars per heavy vehicle

TABLE 9-7. ADJUSTMENT FACTOR FOR GRADE (f_a)

GRADE, %G		GRADE FACTOR, f _a
TYPE	PERCENT	
Downhill	-6 or less	1.030
	-4	1.020
	-2	1.010
Level Uphill	0	1.000
	+2	0.990
	+4	0.980
	+6	0.970
	+8	0.960
	+10 or more	0.950

NOTE f_a = 1 - $\frac{\%G}{200}$ -6 ≤ %G ≤ +10

Measured values of the prevailing saturation flow rate will usually produce more accurate results than the estimation procedure described here. Appendix IV gives a procedure for measuring prevailing saturation flow rate directly.

TABLE 9-8. ADJUSTMENT FACTOR FOR PARKING (f_p)

NO. OF LANES IN LANE GROUP, N	NO. OF PARKING MANEUVERS PER HOUR, N_p					
	NO PARKING	0	10	20	30	40*
1	1.000	0.900	0.850	0.800	0.750	0.700
2	1.000	0.950	0.925	0.900	0.875	0.850
3*	1.000	0.967	0.950	0.933	0.917	0.900

NOTE: $f_p = \frac{N - 0.1 - 18N_p/3600}{N}$ $0 \leq N_p \leq 180$ $f_p \geq 0.05$. *Use formula for more than 3 lanes or more than 40 maneuvers per hour.

TABLE 9-9. ADJUSTMENT FACTOR FOR BUS BLOCKAGE (f_{bb})

NO. OF LANES IN LANE GROUP, N	NO. OF BUSES STOPPING PER HOUR, N_b				
	0	10	20	30	40*
1	1.000	0.960	0.920	0.880	0.840
2	1.000	0.980	0.960	0.940	0.920
3*	1.000	0.987	0.973	0.960	0.947

NOTE: $f_{bb} = \frac{N - 14.4N_b/3600}{N}$ $0 \leq N_b \leq 250$ $f_{bb} \geq 0.05$. *Use formula for more than 3 lanes or more than 40 buses stopping per hour.

TABLE 9-10. ADJUSTMENT FACTOR FOR AREA TYPE (f_a)

TYPE OF AREA	AREA TYPE FACTOR, f_a
CBD	0.90
All other areas	1.00

TABLE 9-11A. ADJUSTMENT FACTOR FOR RIGHT TURNS (f_{RT}): FORMULAS

Cases 1-6: Exclusive/Shared Lanes and Protected/Permitted Phasing	
$f_{RT} = 1.0 - P_{RT} [0.15 + (PEDS/2100) (1 - P_{RTA})]$ $0.0 \leq P_{RT} \leq 1.0$ $0.0 \leq P_{RTA} \leq 1.0$ $0 \leq PEDS \leq 1700$ $f_{RT} \geq 0.05$	Proportion of RT in lane group = 1.00 for excl. RT lane (Cases 1-3); <1.00 for shared lane (Cases 4-6) Proportion of RT using protected phase = 1.00 for complete protection—no peds; < 1.00 for permitted with conflicting peds. Volume (peds/hr) of peds conflicting with RT (if PEDS > 1700, use 1700).
Case 7. Single-Lane Approach (all traffic on approach in a single lane, as defined in Figure 9-5)	
$f_{RT} = 0.90 - P_{RT} [0.135 + (PEDS/2100)]$ $0 \leq P_{RT} \leq 1.0$ $0 \leq PEDS \leq 1700$ $f_{RT} = 1.00$ if $P_{RT} = 0.0$ $f_{RT} \geq 0.05$	Proportion of RT in lane group. Volume (peds/hr) of peds conflicting with RT (use 0 if RT is completely protected).

CASE	RANGE OF VARIABLE VALUES			SIMPLIFIED FORMULA
	P_{RT}	P_{RTA}	PEDS	
1 Excl. RT lane; prot. RT phase	1.0	1.0	0	0.85
2 Excl. RT lane; perm. RT phase	1.0	0.0	0-1700	$0.85 - (PEDS/2100)$
3 Excl. RT lane; prot + perm. RT phase	1.0	0-1.0	0-1700	$0.85 - (PEDS/2100) (1 - P_{RTA})$
4 Shared RT lane; prot RT phase	0-1.0	1.0	0	$1.0 - P_{RT} [0.15]$
5 Shared RT lane; perm. RT phase	0-1.0	0.0	0-1700	$1.0 - P_{RT} [0.15 + (PEDS/2100)]$
6 Shared RT lane; prot. + perm. RT phase	0-1.0	0-1.0	0-1700	$1.0 - P_{RT} [0.15 + (PEDS/2100)(1 - P_{RTA})]$
7 Single-lane approach	0-1.0	—	0-1700	$0.9 - P_{RT} [0.135 + (PEDS/2100)]$

prevailing conditions that are different from the ideal conditions for which the ideal saturation flow rate applies.

Adjustment Factors

The use of adjustment factors is similar to that in previous chapters. Each factor accounts for the impact of one or several

Lane Width Adjustment Factor. The lane width adjustment factor, f_w , accounts for the deleterious impact of narrow lanes on

TABLE 9-11B. ADJUSTMENT FACTOR FOR RIGHT TURNS: FACTORS

CASE	P_{RTA}	PEDS	PROPORTION OF RT'S IN LANE GROUP, P_{RT}					CASES 1, 2, 3
			CASES 4, 5, 6					
			0	.2	.4	.6	.8	
2 and 5	0	0	1.00	.970	.940	.910	.880	.850
		50 (Low)	1.00	.965	.930	.896	.861	.826
		100	1.00	.960	.921	.881	.842	.802
		200 (Mod.)	1.00	.951	.902	.853	.804	.755
		400 (High)	1.00	.932	.864	.796	.728	.660
		800	1.00	.894	.788	.681	.575	.469
		1200	1.00	.856	.711	.567	.423	.279
		≥1700	1.00	.808	.616	.424	.232	.050
3. and 6	.20	0	1.00	.970	.940	.910	.880	.850
		50 (Low)	1.00	.966	.932	.899	.865	.831
		100	1.00	.962	.925	.887	.850	.812
		200 (Mod.)	1.00	.955	.910	.864	.819	.774
		400 (High)	1.00	.940	.879	.819	.758	.698
		800	1.00	.909	.818	.727	.636	.545
		1200	1.00	.879	.757	.636	.514	.393
		≥1700	1.00	.840	.681	.521	.362	.202
	.40	0	1.00	.970	.940	.910	.880	.850
		50 (Low)	1.00	.967	.934	.901	.869	.836
		100	1.00	.964	.929	.893	.857	.821
		200 (Mod.)	1.00	.959	.917	.876	.834	.793
		400 (High)	1.00	.947	.894	.841	.789	.736
		800	1.00	.924	.849	.773	.697	.621
		1200	1.00	.901	.803	.704	.606	.507
		≥1700	1.00	.873	.746	.619	.491	.364
	.60	0	1.00	.970	.940	.910	.880	.850
		50 (Low)	1.00	.968	.936	.904	.872	.840
		100	1.00	.966	.932	.899	.865	.831
		200 (Mod.)	1.00	.962	.925	.887	.850	.812
		400 (High)	1.00	.955	.910	.864	.819	.774
		800	1.00	.940	.879	.819	.758	.698
		1200	1.00	.924	.849	.773	.697	.621
		≥1700	1.00	.905	.810	.716	.621	.526
.80	0	1.00	.970	.940	.910	.880	.850	
	50 (Low)	1.00	.969	.938	.907	.876	.845	
	100	1.00	.968	.936	.904	.872	.840	
	200 (Mod.)	1.00	.966	.932	.899	.865	.831	
	400 (High)	1.00	.962	.925	.887	.850	.812	
	800	1.00	.955	.910	.864	.819	.774	
	1200	1.00	.947	.894	.841	.789	.736	
	≥1700	1.00	.938	.875	.813	.750	.688	
1 and 4	1.00	0	1.00	.970	.940	.910	.880	.850
7	-	0	1.00	.873	.846	.819	.792	.765
		50 (Low)	1.00	.868	.836	.805	.773	.741
		100	1.00	.863	.827	.790	.754	.717
		200 (Mod.)	1.00	.854	.808	.762	.716	.670
		400 (High)	1.00	.835	.770	.705	.640	.575
		800	1.00	.797	.694	.590	.487	.384
		1200	1.00	.759	.617	.476	.335	.194
		≥1700	1.00	.711	.522	.333	.144	.050

saturation flow rate and allows for an increased flow on wide lanes. Twelve-foot lanes are the standard. The lane width factor may be calculated with caution for lane widths greater than 16 ft. or an analysis using two narrow lanes may be conducted. Note that use of two lanes will always result in a higher saturation flow rate than a single wide lane, but in either case the analysis should reflect the way in which the width is actually used or expected to

be used. In no case should the lane width factor be calculated for lane widths less than 8 ft.

Heavy Vehicle and Grade Adjustment Factors. The effect of heavy vehicles and grades are treated by separate factors, f_{HV} , respectively. Their separate treatment recognizes that passenger cars are affected by approach grades, as are heavy vehicles. The

TABLE 9-12. ADJUSTMENT FACTOR FOR LEFT TURNS (f_{LT})

CASE	TYPE OF LANE GROUP	LEFT-TURN FACTOR, f_{LT}						
1	EXCLUSIVE LT LANE; PROTECTED PHASING	0.95						
2	EXCLUSIVE LT LANE; PERMITTED PHASING	Special procedure; see worksheet in Fig. 9-17 or 9-18						
3	EXCLUSIVE LT LANE; PROTECTED-PLUS-PERMITTED PHASING	Apply Case 1 to protected phase Apply Case 2 to permitted phase						
4	SHARED LT LANE; PROTECTED PHASING	$f_{LT} = 1.0 / (1.0 + 0.05 P_{LT})$						
		Proportion of Left Turns, P_{LT}						
		0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	
	Factor	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	
5	SHARED LT LANE; PERMITTED PHASING	Special procedure; see worksheet in Fig. 9-17 or 9-18						
6	SHARED LT LANE; PROTECTED-PLUS-PERMITTED PHASING	$f_{LT} = (1.400 - V_o) / [(1.400 - V_o) + (235 + 0.435 V_o) P_{LT}] \quad V_o \leq 1,220 \text{ vph}$ $f_{LT} = 1 / [1 + 4.525 P_{LT}] \quad V_o > 1,220 \text{ vph}$						
		Opposing Volume V_o	Proportion of Left Turns, P_{LT}					
			0.00	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00
	0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.86	
	200	1.00	0.95	0.90	0.86	0.82	0.78	
	400	1.00	0.92	0.85	0.80	0.75	0.70	
	600	1.00	0.88	0.79	0.72	0.66	0.61	
	800	1.00	0.83	0.71	0.62	0.55	0.49	
	1,000	1.00	0.74	0.58	0.48	0.41	0.36	
	1,200	1.00	0.55	0.38	0.29	0.24	0.20	
	$\geq 1,220$	1.00	0.52	0.36	0.27	0.22	0.18	

heavy vehicle factor accounts for the additional space occupied by these vehicles and for the differential in the operating capabilities of heavy vehicles with respect to passenger cars. The passenger car equivalent (E_p) used for each heavy vehicle is 2.0 passenger car units (pcus) and is reflected in the formula. The grade factor accounts for the effect of grades on the operation of all vehicles.

Parking Adjustment Factor. The parking adjustment factor, f_p , accounts for the frictional effect of a parking lane on flow in an adjacent lane group, as well as for the occasional blocking of an adjacent lane by vehicles moving into and out of parking spaces. Each maneuver (either in or out) is assumed to block traffic in the lane next to the parking maneuver for an average of 18 sec. The number of parking maneuvers used is the number of maneuvers per hour in parking areas directly adjacent to the lane group and within 250 ft upstream from the stop line. If more than 180 maneuvers per hour exist, a practical limit of 180 should be used. If the parking is adjacent to an exclusive-turn-lane group, the factor only applies to that lane group. On a one-way street, parking on the left side will affect the leftmost lane group. If parking is on both sides of a single-lane group, as in a one-way street with no exclusive-turn lanes, the number of maneuvers used is the total for both sides of the lane group. Note that parking conditions with zero maneuvers are not the same as no parking.

Bus Blockage Adjustment Factor. The bus blockage adjustment factor, f_b , accounts for the impacts of local transit buses that stop to discharge or pick up passengers at a near-side or far-side bus stop within 250 ft of the stop line (upstream or downstream). This factor should only be used when stopping buses block traffic flow in the subject lane group. If more than 250 buses per hour exist, a practical limit of 250 should be used. When local transit

buses are believed to be a major factor in intersection performance, Chapter 12, *Transit Capacity*, may be consulted for a more precise method of quantifying this effect. The factor used here assumes an average blockage time of 14.4 sec during a green indication.

Area Type Adjustment Factor. The area type adjustment factor, f_a , accounts for the relative inefficiency of business area intersections in comparison with those in other locations, primarily because of the complexity and general congestion in the business environment.

Right-Turn Adjustment Factor. Turning factors depend upon a number of parameters. The most important characteristic is the manner in which turns are accommodated in the intersection. Turns may operate out of exclusive or shared lanes, with protected or permitted signal phasing, or with some combination of these conditions. The impact of turns on saturation flow rates is very much dependent upon the mode of turning operations.

The right-turn adjustment factor, f_{RT} , depends upon a number of variables, including

- 1 Whether the right turn is made from an exclusive or shared lane.
- 2 Type of signal phasing (protected, permitted, or protected plus permitted)—a protected right-turn phase has no conflicting pedestrian movements and a permitted phase has conflicting pedestrian movements;
- 3 Volume of pedestrians using the conflicting crosswalk;
- 4 Proportion of right-turning vehicles in the shared lane, and
- 5 Proportion of right turns using the protected portion of a protected-plus-permitted phase.

Item 5 should be determined by field observation but can be

grossly estimated from the signal timing. This is done by assuming that the proportion of right-turning vehicles using the protected phase is approximately equal to the proportion of the turning phase that is protected. If $P_{RTA} = 1.0$ —that is, the right turn is completely protected from conflicting pedestrians—a pedestrian volume of zero should be used. The right-turn factor is 1.0 if the lane group does not include any right turns.

When RTOR is permitted, the right-turn volume may be reduced as described in the discussion of the Volume Adjustment Module.

Left-Turn Adjustment Factor. The left-turn adjustment factor, f_{LT} , is based on similar variables to those for the right-turn adjustment factor, including

1. Whether left turns are made from exclusive or shared lanes,
2. Type of phasing (protected, permitted, or protected plus permitted),
3. Proportion of left-turning vehicles using a shared lane group, and
4. Opposing flow rate when permitted left turns are made.

The left-turn adjustment factor is 1.0 if the lane group does not include any left turns. When a left turn is not opposed at any time by through vehicles but encounters conflicting pedestrian movements, the left turn should be treated using the adjustment procedure for right turns. If no conflicting pedestrian movements are present, a normal protected left-turn adjustment should be performed.

Basically, turn factors account for the fact that these movements cannot be made at the same saturation flow rates as through movements. They consume more of the available green time and consequently more of the lane group's available capacity.

The turn adjustment factors in Tables 9-11 and 9-12 reflect seven different conditions under which turns may be made, as follows:

- Case 1: Exclusive lane with protected phasing.
- Case 2: Exclusive lane with permitted phasing.
- Case 3: Exclusive lane with protected-plus-permitted phasing.
- Case 4: Shared lane with protected phasing.
- Case 5: Shared lane with permitted phasing.
- Case 6: Shared lane with protected-plus-permitted phasing.
- Case 7: Single-lane approaches (right-turn factors only).

Special Procedure: Left-Turn Adjustment Factor for Permitted Phasing

When permitted left turns exist, either from shared lanes or from exclusive lanes, their impact on intersection operations is quite complicated. The procedure outlined in this section is applied to Cases 2, 3, and 5 above.

Basic Case: Permitted Left Turns. The basic case for which this model was developed is one in which there are simple permitted left turns from either exclusive or shared lanes. This case does not consider the complications of protected-plus-permitted phasing nor cases in which an opposing leading phase may exist. These complications are discussed later.

Consider Figure 9-6, which shows a permitted left turn being made from a shared lane group. When the green is initiated, the opposing queue begins to move. While the opposing queue clears, left turns from the subject direction are effectively blocked. The portion of effective green blocked by the clearance of an opposing queue of vehicles is designated g_r . During this time, the shared

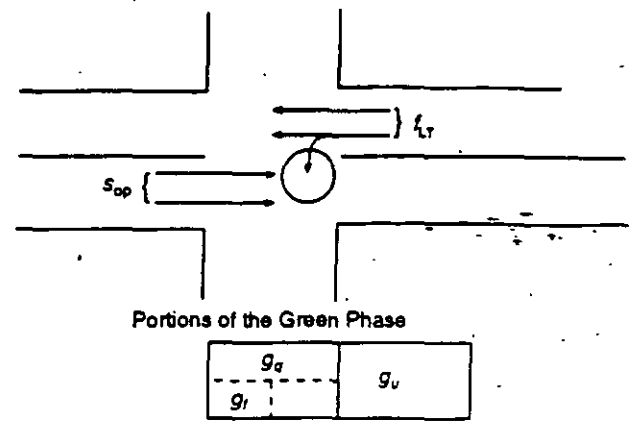


Figure 9-6. Permitted left turn. (Source: W. McShane and R. P. Roess, Traffic Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1990, Fig. 21-8, p. 434.)

lane from which subject left turns are made is blocked when a left-turning vehicle arrives. Until the first left-turning vehicle arrives, however, the shared lane is unaffected by left-turners. The portion of effective green until the arrival of the first left-turning vehicle is designated g_r .

Once the opposing queue of vehicles clears, subject left-turning vehicles filter through an unsaturated opposing flow at a rate affected by the magnitude of the opposing flow. The portion of the effective green during which left turns filter through the opposing flow is designated g_v .

This portioning of the effective green phase for permitted turns creates up to three distinct periods for which the impact of left turns on a shared or exclusive left-turn lane must be considered:

- g_r : Until the arrival of the first left-turning vehicle, a shared lane is unaffected by left turns. During this period of time, the effective left-turn adjustment factor is logically 1.0, because no left turns are present. By definition, $g_r = 0.0$ sec for exclusive-permitted left-turn lanes, because it is assumed that a queue of left-turners is present at the beginning of the phase.

- $g_r - g_r$: If the first left-turning vehicle arrives before the opposing queue clears, it waits until the opposing queue clears, blocking the shared lane, and then seeks a gap in the unsaturated opposing flow that follows. During this period of time, there is effectively no movement in the shared lane, and the left-turn adjustment factor (f_{LT}) applied to the shared lane is logically 0.0.

When the first left-turning vehicle arrives after the opposing queue clears, this period of time does not exist; that is, $g_r - g_r$ has a practical minimum value of zero. The value of g_r has a practical range of 0.0 to g .

- g_v : After the opposing queue clears, left-turning vehicles select gaps through the unsaturated opposing flow. This occurs at a reduced rate because of the interference of opposing vehicles and the effect this has on other vehicles in the shared lane from which left turns are made. During this period, Figure 9-7 assigns E_{L1} through-car equivalents for each left-turning vehicle. From this, an adjustment factor can be computed for this period:

$$1/[1.0 + P_L (E_{L1} - 1)] \quad (9-13)$$

where P_L is the proportion of left-turning vehicles in the lane. For exclusive-permitted left-turn lanes, $P_L = 1.0$.

Total No. of Signal Phases	Type of Left Turn Lane	No. of Opposing Lanes	Opposing Flow, V _s						
			0	200	400	600	800	1000	≥1200
2	Shared	1	1.05	2.0	3.3	6.5	16.0*	16.0*	16.0*
		2	1.05	1.9	2.6	3.6	6.0	16.0*	16.0*
		≥3	1.05	1.8	2.5	3.4	4.5	6.0	16.0*
	Exclusive	1	1.05	1.7	2.6	4.7	10.4*	10.4*	10.4*
		2	1.05	1.6	2.2	2.9	4.1	6.2	10.4*
		≥3	1.05	1.6	2.1	2.8	3.6	4.8	10.4*
More than 2	Shared	1	1.05	2.2	4.5	11.0*	11.0*	11.0*	11.0*
		2	1.05	2.0	3.1	4.7	11.0*	11.0*	11.0*
		≥3	1.05	2.0	2.9	4.2	6.0	11.0*	11.0*
	Exclusive	1	1.05	1.8	3.3	8.2*	8.2*	8.2*	8.2*
		2	1.05	1.7	2.4	3.6	5.9	8.2*	8.2*
		≥3	1.05	1.7	2.4	3.3	4.6	6.8	8.2*

* Generally indicates turning capacity only available at end of phase—"sneakers" only.

Figure 9-7 Through-car equivalents, E_{LT}, for permitted left turns (5).

Basic Model for Multilane Approaches and Exclusive-Permitted Left-Turn Lanes. On the basis of this conception of permitted left-turn operations, the left-turn adjustment factor for the lane from which permitted left turns are made can be stated as

$$f_m = \left(\frac{g_l}{g}\right)(1.0) + \left[\frac{g_l - g_l}{g}\right](0.0) + \left[\frac{g_l}{g} \left\{ \frac{1}{1 + P_l(E_{LT} - 1)} \right\}\right] \quad (9-14)$$

$$f_m = \left(\frac{g_l}{g}\right) + \left(\frac{g_l}{g}\right) \left[\frac{1}{1 + P_l(E_{LT} - 1)} \right] \quad (9-14a)$$

Note that there is no term in this formulation to account for "sneakers," that is, vehicles completing left turns during the clearance or change interval. This is because in saturation flow rate measurements, vehicles are counted when they enter the intersection, not when they leave it. However, there is a practical minimum number of left turns that will be made on any phase defined by sneakers.

To account for this, a practical minimum value must be imposed on f_m . One sneaker per cycle may be assumed as a minimum. The probability that a second sneaker will be in position at the end of the green phase will be equal to the proportion of left turns in the shared lane, P_l . The estimated number of sneakers per cycle may therefore be computed as $(1 + P_l)$. Assuming an approximate average headway of 2 sec per vehicle in an exclusive lane on a protected phase, the practical minimum value of f_m may be estimated as $2(1 + P_l)/g$.

For multilane groups, the impact of left turns on a shared lane must be extended to include their impact on the entire lane group. One might simply assume that the factor for the shared lane is f_m and that the factor for each other lane in the group is 1.0. This assumes, however, that left turns affect only the lane from which

they are made. This is an incorrect assumption, because vehicles maneuver from lane to lane to avoid left-turn congestion. Regression studies suggest that the following relationship is more realistic

$$f_{LT} = [f_m + 0.91(N - 1)]/N \quad (9-15)$$

where

- f_{LT} = left-turn adjustment factor applied to a total lane group from which left turns are made, and
- f_m = left-turn adjustment factor applied only to the lane from which left turns are made.

When a single (or double) exclusive-permitted left-turn lane is involved, $f_{LT} = f_m$.

To implement this model, it is necessary to estimate the subportions of the effective green phase, g_l , g_r , and g_s . Regression relationships have been developed to permit this, as follows:

1. Compute g_l :

$$g_l = G \exp(-0.882LTC^{0.717}) - t_l \quad \text{(shared-permitted left-turn lanes)} \quad (9-16)$$

$$g_l = 0.0 \quad \text{(exclusive-permitted left-turn lanes)} \quad 0 \leq g_l \leq g$$

where

- G = actual green time for the permitted phase, sec;
- LTC = left turns per cycle, vpc, computed as $v_{LT}C/3600$;
- v_{LT} = adjusted left-turn flow rate, vph;
- C = cycle length, sec; and
- t_l = lost time per phase, sec.

2. Compute g_r :

$$g_r = \frac{v_{air} q r_o}{0.5 - [v_{air} (1 - q r_o) / g_o]} - t_L \quad (9-17)$$

$$v_{air} (1 - q r_o) / g_o \leq 0.49$$

$$0.0 \leq g_r \leq g$$

where:

- v_{air} = adjusted opposing flow rate per lane per cycle, computed as $v_o C / (3600 N_o)$, vpi/c;
- v_o = adjusted opposing flow rate, vph;
- N_o = number of opposing lanes;
- $q r_o$ = opposing queue ratio, that is, the proportion of opposing flow rate originating in opposing queues, computed as $1 - R_{po}(g/C)$;
- R_{po} = platoon ratio for the opposing flow, obtained from Table 9-2 based upon opposing arrival type; and
- g_o = effective green for the opposing flow, sec.

3. Compute g_s :

$$g_s = g - g_r \quad \text{when } g_r \geq g_f$$

$$g_s = g - g_f \quad \text{when } g_r < g_f$$

where g = effective green time for subject permitted left turn, sec.

Note: When $g_r < g_s$, that is, when the first left-turning vehicle does not arrive until after the opposing queue clears, an effective adjustment factor of 1.0 is applied throughout g_r and a factor based upon E_{L1} thereafter

4. Compute P_L (proportion of left turns in shared lane)

$$P_L = P_{LT} \left[1 + \frac{(N-1)g}{f_s g_s + 4.5} \right] \quad (9-18)$$

$$f_s = (875 - 0.625 v_o) / 1000 \quad f_s \geq 0$$

where:

- P_{LT} = proportion of left turns in the lane group.
- N = number of lanes in the lane group, and
- f_s = left-turn saturation factor

Note: When an exclusive-permitted left-turn lane is involved $P_L = P_{LT} = 1.0$

5. Select the appropriate value of E_{L1} from Figure 9-7 on the basis of the opposing flow rate, v_o , and the number of opposing lanes, N_o . For the purposes of determining v_o and N_o , opposing right and left turns from exclusive lanes are not included in v_o , nor are the exclusive lanes in N_o .

6. Compute f_s using Equation 9-14

7. Compute f_{LT} using Equation 9-15

Basic Model for Single-Lane Approaches Opposed by Single-Lane Approaches The case of a single-lane approach opposed by another single-lane approach has a number of unique features that must be reflected in the model. The most critical of these is the effect of opposing left turns. An opposing left-turning vehicle

in effect creates a gap in the opposing flow through which a subject left turn may be made. This can occur during the clearance of the opposing queue as well as during the unsaturated portion of the green phase.

Thus, the assumption in the multilane model that there is no flow during the period $g_r - g_f$ (where $g_r > g_f$) is not applicable to opposing single-lane approaches, on which there is flow during this period at a reduced rate reflecting the blocking effect of left-turning vehicles as they await an opposing left turn. Left-turning vehicles during the period $g_r - g_f$ are assigned a "through car equivalent" value, E_{LT} , based upon simple queuing analysis, which can be converted to an adjustment factor for application during this period of the green.

Since vehicles do not have the flexibility to choose lanes on a single-lane approach, regression relationships for predicting g_r and g_s are also different from those for the multilane case. Further, for a single-lane approach, $f_{LT} = f_m$ and $P_L = P_{LT}$. As in the multilane case, the opposing single-lane model has no term to account for sneakers but has a practical minimum value of $f_{LT} = 2(1 + P_{LT})/g$.

The basic model for opposing single-lane approaches is therefore

$$f_{LT} = f_m = \left(\frac{g_f}{g}\right)(1.0) + \left(\frac{g_{adj}}{g}\right) \left[\frac{1}{1 + P_{LT}(E_{L1} - 1)} \right] + \left(\frac{g_s}{g}\right) \left[\frac{1}{1 + P_{LT}(E_{L1} - 1)} \right] \quad (9-19)$$

$$f_{LT} = \left(\frac{g_f}{g}\right) + \left(\frac{g_{adj}}{g}\right) \left[\frac{1}{1 + P_{LT}(E_{L1} - 1)} \right] + \left(\frac{g_s}{g}\right) \left[\frac{1}{1 + P_{LT}(E_{L1} - 1)} \right] \quad (9-19a)$$

where $g_{adj} = \max(g_r - g_s, 0)$.

To implement this model, it is again necessary to esun subportions of the effective green phase, g_r , g_s , and g_o , as follows:

1. Compute g_f :

$$g_f = G \exp(-0.860 LTC^{0.629}) - t_L \quad 0 \leq g_f \leq g \quad (9-20)$$

where:

- G = actual green time for the permitted phase, sec.
- LTC = left turns per cycle, vpc, computed as $v_{LT} C / 3600$,
- v_{LT} = adjusted left-turn flow rate, vph;
- C = cycle length, sec; and
- t_L = lost time per phase, sec.

2. Compute g_r :

$$g_r = 4.943 v_{air}^{0.762} q r_o^{1.061} - t_L \quad 0.0 \leq g_r \leq g \quad (9-21)$$

where

- v_{air} = adjusted opposing flow rate per lane per cycle, computed as $v_o C / 3600$, vpi/c;
- v_o = adjusted opposing flow rate, vph;
- $q r_o$ = opposing queue ratio, that is, the proportion of opposing flow rate originating in opposing queues, computed as $1 - R_{po}(g/C)$;
- R_{po} = platoon ratio for the opposing flow, obtained from Table 9-2 on the basis of opposing arrival type; and
- g_o = effective green for the opposing flow, sec.

3. Compute g_s :

$$g_s = g - g_r \quad \text{when } g_r \geq g_f$$

$$g_s = g - g_f \quad \text{when } g_r < g_f$$

where:

g = effective green time for subject permitted left turn, sec.

Note: When $g_r < g_f$, that is, when the first left-turning vehicle does not arrive until after the opposing queue clears, an effective adjustment factor of 1.0 is applied throughout g_f and a factor based upon E_{L1} thereafter.

4. Select the appropriate value of E_{L1} from Figure 9-7 on the basis of the opposing flow rate, v_o , and the number of opposing lanes, N_o .

5. Compute E_{L1} :

$$E_{L1} = (1 - P_{THo})/P_{LTs} \quad (9-22)$$

where:

P_{LTs} = proportion of left turns in opposing single-lane approach;

P_{THo} = proportion of through and right-turning vehicles in opposing single-lane approach, computed as $1 - P_{LTs}$; and

n = maximum number of opposing vehicles that could arrive during $g_r - g_f$, computed as $(g_r - g_f)/2$. Note that n is subject to a minimum value of zero.

6. Compute f_{LT} using Equation 9-19.

Special Cases for Permitted Left Turns. Two special cases for fully permitted left turns must be addressed: a single-lane approach opposed by a multilane approach, and vice versa.

When the subject lane in these cases is the *single-lane approach*, it is opposed by a multilane opposing flow. Even if the opposing approach is a single through lane and an exclusive left-turn lane, opposing left turns will *not* open gaps in the opposing flow. Thus, the special structure of the single-lane model *does not* apply. The *multilane model* is applied, except that $f_{LT} = f_n$. The value of g_r however, should be computed using the single-lane equation, $g_f = G \exp(-0.860LTC^{0.629}) - t_L$.

When the *multilane approach* is considered, the reverse is true. The opposing flow is in a single lane, and opposing left turns could conceivably open gaps for subject left-turners. The *single-lane model* may be applied, with several notable revisions:

- g_r should be computed using the multilane equation:

$$g_r = G \exp(-0.882LTC^{0.717}) - t_L$$

- P_L must be estimated and substituted for P_{LT} in the single-lane model. P_L may be estimated from P_{LT} using the multilane equations.

$$f_i = (875 - 0.625v_o) / 1000$$

$$P_L = P_{LT} \{1 + [(N - 1)g/(f_i g_o + 4.5)]\}$$

- f_{LT} does *not* equal f_n . Thus, the conversion must be made using the multilane equations, except when the subject approach is a dual left-turn lane.

$$f_{LT} = [f_n + 0.91(N - 1)]/N$$

Worksheets that may be used to assist in implementing the special models for permitted left-turn movements are presented in Section III of this chapter. These worksheets do not account for the modifications that must be made to analyze single-lane approaches opposed by multilane approaches, and vice versa.

More Complex Phasing with Permitted Left Turns. The models and worksheets presented in the previous section apply directly to situations in which left turns are made only on permitted phases (without protection) and in which no protected phases or opposing leading green phases exist. The models may, however, be applied to these more complex cases with some modifications.

In general, protected-plus-permitted phases for exclusive lanes are analyzed by separating the portions of the phase into two lane groups for the sake of analysis. Each portion of the phase is then handled as it would be normally if the other were not present. The protected portion of the phase is treated as a protected phase, and a left-turn adjustment factor appropriate to a protected phase is selected. The permitted portion of the phase is treated as a permitted phase, and the special procedures outlined here are used to estimate a left-turn adjustment factor (with modifications as defined in this section).

By doing this, separate saturation flow rates may be computed for each portion of the phase. A method for estimating delays in such cases is described later in this chapter. This method does not require that the demand volume for the protected-plus-permitted movement be divided between the two portions of the phase. However, the computation of the critical *w/c* ratio, X_c , does require this apportionment. The following is a reasonable and conservative approach to apportioning the volumes for purposes of computing X_c :

- The *first* portion of the phase, whether protected or permitted, is assumed to be fully utilized, that is, to have a *w/c* of 1.0, unless total demand is insufficient to use the capacity of that portion of the phase.
- Any remaining demand not handled by the first portion of the phase is assigned to the *second* portion of the phase, whether protected or permitted.

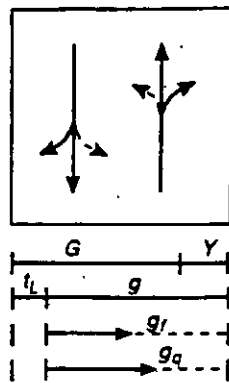
This approach assumes that when the movement is initiated, a queue is available that uses available capacity in the initial portion of the phase. In cases of a failed cycle, the unserved queue will exist after the end of the *second* portion of the phase, with those vehicles queued and ready to use the initial portion of the phase on the next cycle. In this sense, the initial portion of the movement can never operate at a *w/c* of more than 1.0.

In the analysis of the permitted portion of such phases, as well as those with opposing leading protected left-turn phases, the basic models described previously may be applied. The difficulty is in selecting values of G , g , g_r , g_f , and g_o for use in these models. The equation for g_f is indexed to the beginning of effective green in the subject direction, and g_o is indexed to the beginning of the effective green for the opposing flow. When leading or lagging phasing or protected-plus-permitted phasing exists, these equations must be modified to account for shifts in the initiation and overlap of various green times.

Some common examples are shown in Figure 9-8. The following notation is used: G , g , g_r , and g_o are computed as shown in the models and worksheets. These values are modified as shown and replaced on the worksheets with G^* , g^* , g_r^* , and g_o^* for the permitted portion of protected-plus-permitted phasing. This extended notation is required to cover the general case of complex left-turn phasing. In most practical cases, it will not be necessary to use all the superscripted terms.

The standard case is shown in Figure 9-8a as a starting point. Case 2 is a leading green phase. The equations shown are valid for either exclusive-lane or shared-lane operation, except that g , is

Standard Case: Permitted Turns

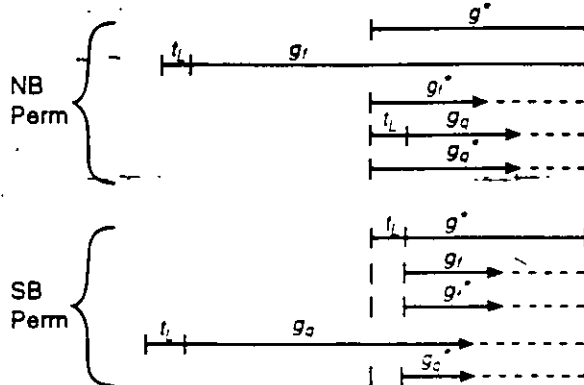
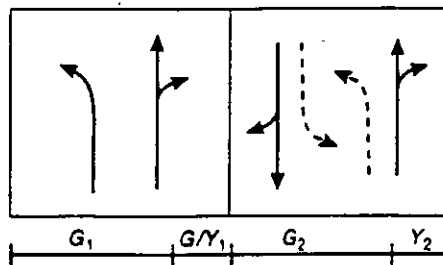


g_r and g_q indexed to start of effective green

$$g_r(\min) = 0 \quad g_r(\max) = g$$

$$g_q(\min) = 0 \quad g_q(\max) = g + Y$$

Case 2: Leading Green



$$g^* = G_2 + Y_2$$

$$G^* = G_1 + G/Y_1 + G_2$$

$$g_r^* = g_r - G_1 - G/Y_1 + t_L \quad (0 - g^*)$$

$$g_q^* = g_q + t_L \quad (0 - g^*)$$

$$g^* = G_2 + Y_2 - t_L = g$$

$$G^* = G_2$$

$$g_r^* = g_r \quad (0 - g^*)$$

$$g_q^* = g_q - G_1 - G/Y_1 \quad (0 - g^*)$$

Figure 9-8. Green time adjustments for protected-plus-permitted phasing. (a) standard case and Case 2. (b) Cases 3 and 4, and (c) Case 5.

zero by definition for the exclusive-lane case. For exclusive-lane operation, the leading green, G_1 , is followed by G/Y_1 , a period during which the left-turn movement has a yellow arrow, and the through movement continues with a green ball indication. G_2 has a green ball indication for both the through and left-turn movements, followed by a full yellow for all north-south movements, Y_2 .

The effective green time for the permitted phase, g^* , is equal to $G_2 + Y_2$ for the NB direction and $G_2 + Y_2 - t_L$ for the SB direction. Note that there is no lost time for NB movements, since both were initiated in the leading phase, and the lost time is assessed there. Thus, the NB and SB effective green times that must be used are not equal.

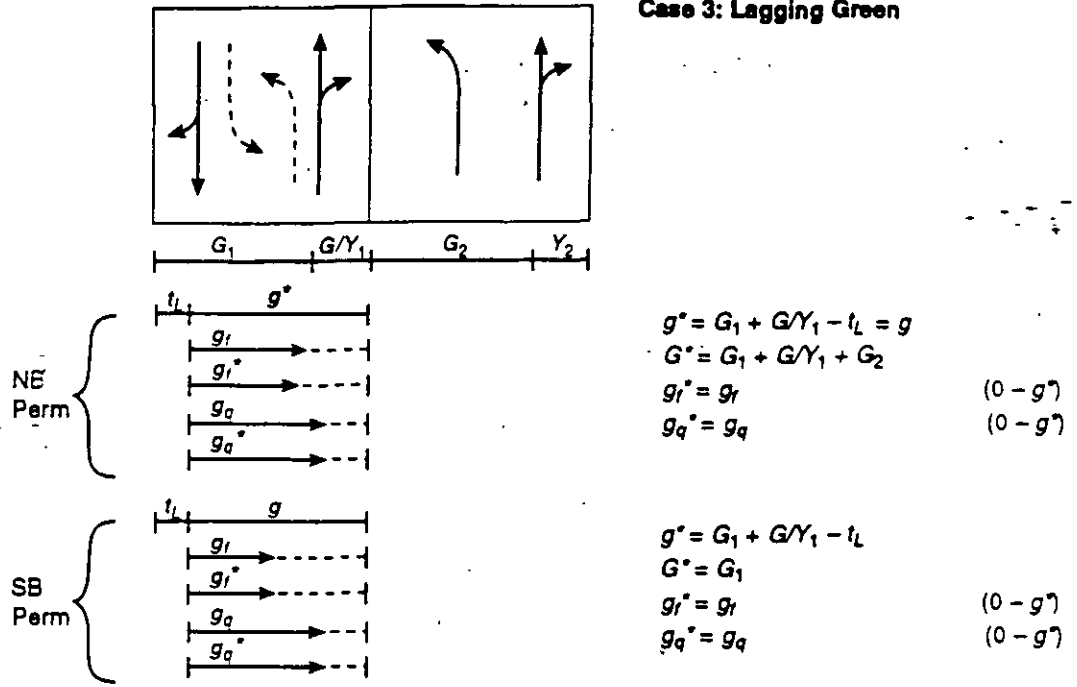
For the NB phase, g_r is computed using the total green time for NB left-turn movement, $G_1 + G/Y_1 + G_2$. The computed value, however, begins with the leading-phase effective green, as shown. The value that needs to be applied to the permitted phase, however, is that portion of g_r that overlaps g^* , which results in $g_r^* = g_r - G_1 - G/Y_1 + t_L$. This computation would be done for a shared lane,

and the result, g_r^* , would have to be a value between 0 and g^* . For an exclusive-lane case, g_r and g_r^* are by definition zero. For the SB phase, g_r as normally computed is the same as g_r^* , and no adjustment is necessary.

For the NB phase, g_q is referenced to the beginning of the opposing (SB) effective green. Again, the value needed is the portion of the NB g^* blocked by the clearance of the opposing queue. Because the NB effective green (g^*) does not account for lost time, $g_q^* = g_q + t_L$. For the SB phase, the usual computation of g_q is indexed to the start of the opposing (NB) flow, which begins in the leading phase. For analysis of the permitted phase, however, only the portion that blocks the SB permitted effective green is of interest. Thus, $g_q^* = g_q - G_1 - G/Y_1$.

The foregoing discussion is illustrative. The relationship between the normal calculations of g , G , g_r , and g_q and their adjusted counterparts, g^* , G^* , g_r^* , and g_q^* , is best illustrated by Figure 9-8, which may be used in conjunction with the standard sheets to arrive at the appropriate left-turn adjustment factor for

Case 3: Lagging Green



Case 4: Leading and Lagging Green

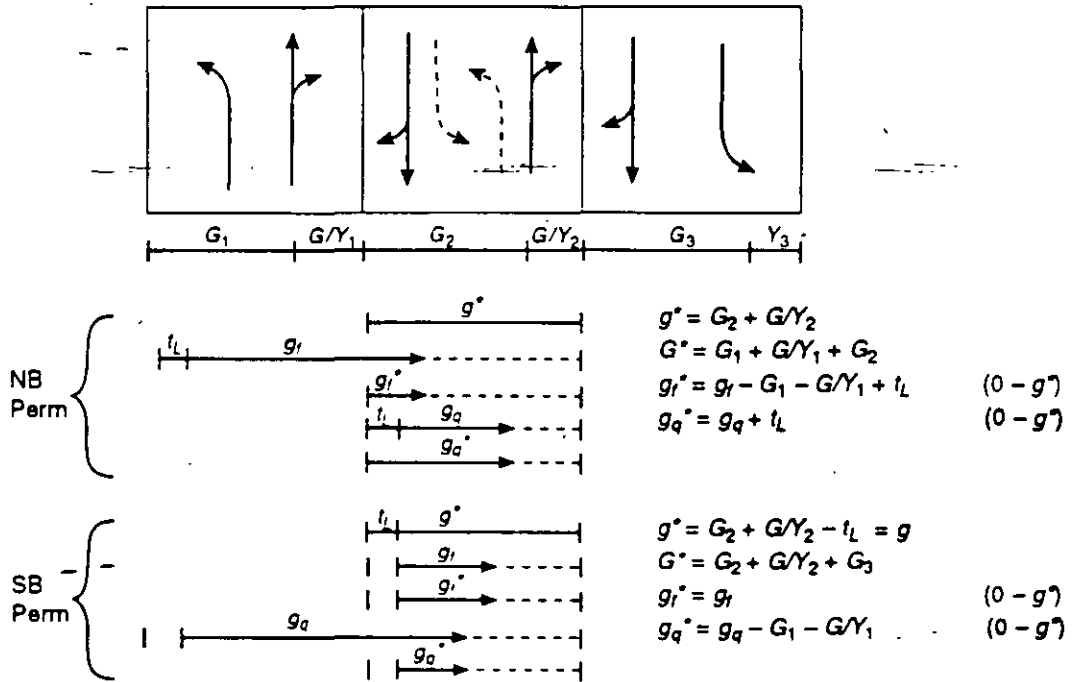


Figure 9-8. continued

the permitted portion of a protected-plus-permitted phase plan. Obviously, "north" and "south" can be reversed or replaced by "east" and "west" without any change in the equations shown

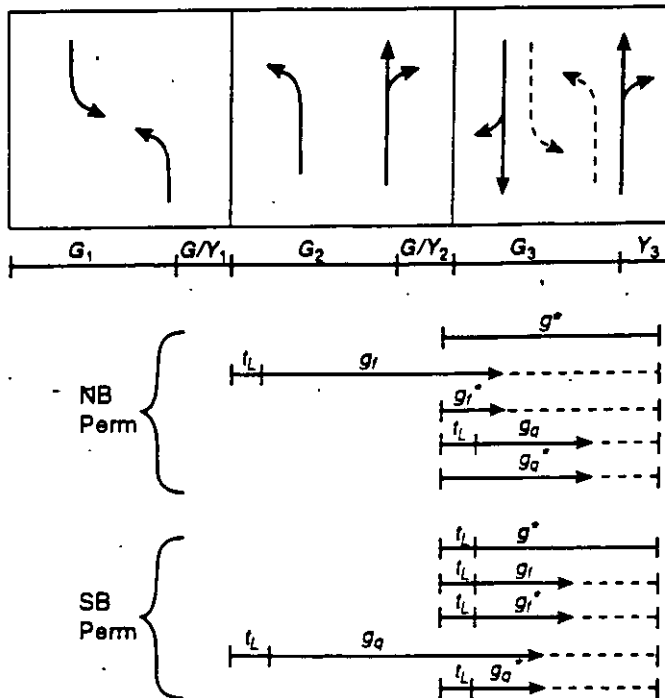
Capacity Analysis Module

In the Capacity Analysis Module, computational results of previ-

ous modules are manipulated to compute key capacity variables, including

1. Flow ratio for each lane group.
2. Capacity of each lane group.
3. Volume-to-capacity ratio of each lane group, and
4. Critical v/c ratio for the overall intersection.

Case 5: LT Phase with Leading Green



$$\begin{aligned}
 g^* &= G_3 + Y_3 \\
 G^* &= G_1 + G/Y_1 + G_2 + G/Y_2 + G_3 \\
 g_r^* &= g_r - G_2 - G/Y_2 + t_L \quad (0 - g^*) \\
 g_q^* &= g_q + t_L \quad (0 - g^*) \\
 \\
 g^* &= G_3 + Y_3 - t_L = g \\
 G^* &= G_1 + G_3 \\
 g_r^* &= g_r \quad (0 - g^*) \\
 g_q^* &= g_q - G_2 - G/Y_2 \quad (0 - g^*)
 \end{aligned}$$

Figure 9-8, continued.

Flow ratios are computed by dividing the adjusted demand flow, v , computed in the Volume Adjustment Module by the adjusted saturation flow rate, s , computed in the Saturation Flow Rate Module.

The capacity of each lane group is computed from Equation 9-3.

$$c_i = s_i(g_i/C)$$

If the signal timing is not known, a timing plan will have to be estimated or assumed to make these computations. Appendix II contains suggestions for making these estimates, but state or local policies and guidelines should also be consulted whenever possible. The planning method described later also offers a procedure for the synthesis of timing plans based on the concepts presented in Appendix II.

The v/c ratio for each lane group is computed directly by dividing the adjusted flows by the capacities computed above, as in Equation 9-4:

$$X_i = v_i/c_i$$

The final capacity parameter of interest is the critical v/c ratio, X_c , for the intersection. It is computed from Equation 9-5 as follows:

$$X_c = \sum (v/s)_c / (C - L)$$

This ratio indicates the proportion of available capacity that is being utilized by vehicles in critical lane groups. If this ratio exceeds 1.0, one or more of the critical lane groups will be oversaturated. A ratio over 1.0 is an indication that the intersection design, cycle length, or phase plan is inadequate, or all three are inadequate, for the existing or projected demand. A ratio of less than 1.0 indicates that the design, cycle length, and phase plan are

adequate to handle all critical flows without having demand exceed capacity, assuming that green times are proportionally assigned. When phase splits are not proportional, some movement demand may exceed movement capacities even where the critical v/c ratio is less than 1.0.

The computation of the critical v/c ratio, X_c , requires that critical lane groups be identified. During each signal phase, one or more lane groups are given the green. One lane group will have the most intense demand and will be the one that determines the amount of green time needed. This lane group would be the critical lane group for the phase in question. The critical lane group for each signal phase in effect controls the required signal timing, or, given the signal timing, the critical lane group is the one most constrained by it.

The normalized measure of demand intensity on any lane group is given by the v/s ratio for the lane group. When there are no overlapping phases in the signal design, such as in a simple two-phase signal, the determination of critical lane groups is straightforward in each discrete phase, the lane group with the highest v/s ratio is critical.

Thus, when phases do not overlap,

- 1 There is one critical lane group for each signal phase.
- 2 In each phase, the critical lane group is the one with the highest v/s ratio among the lane groups moving in that phase, and
- 3 The critical lane group v/s ratios are summed for use in computing X_c .

Overlapping phases are more difficult to analyze, because various lane groups may move in several phases of the signal, and some left-turn movements may operate on a protected-and-permitted basis in various portions of the cycle. In such cases, it is necessary to find the *critical path* through the signal cycle. The critical path having the highest sum of v/s ratios is the critical path.

When phases overlap, the critical path must conform to the following rules:

1. Excluding lost times, one critical lane group must be moving at all times during the signal cycle.
2. At no time in the signal cycle may more than one critical lane group be moving, and
3. The critical path has the highest sum of v/s ratios.

These rules are more easily explained by example. Consider the case of a leading and lagging green phase plan on an arterial with exclusive left-turn lanes, as shown in Figure 9-9.

Phase 1 is discrete, with NB and SB lane groups moving simultaneously. The critical lane group for Phase 1 would therefore be chosen on the basis of the highest v/s ratio. As the v/s ratio for the NB lane group is 0.30 and that for the SB lane group is 0.25, the NB lane group is the critical lane group for this phase.

Phase 2 involves overlapping leading and lagging green phases. There are two possible paths through Phase 2 that conform to the rule stated above, that is, that (except for lost times) there must be only one critical lane group moving at all times. The EB through and right-turn (T/R) lane group moves through Phases 2A and 2B with a v/s ratio of 0.30. The WB left-turn lane group moves only in Phase 2C with a v/s ratio of 0.15. The total v/s ratio for this path is therefore $0.30 + 0.15$ or 0.45. The only alternative path involves the EB left-turn lane group, which moves only in Phase

2A ($v/s = 0.25$), and the WB T/R lane group, which moves in Phases 2B and 2C ($v/s = 0.25$). Because the sum of the v/s ratios for this path is $0.25 + 0.25 = 0.50$, which is higher than the v/s ratio for the alternative, this is the critical path through Phase 2. Thus, the sum of critical v/s ratios for the cycle is 0.30 for Phase 1 plus 0.50 for Phase 2, for a total of 0.80.

The solution for X_c also requires that the lost time for the critical path (L) through the signal be determined. Using the general rule that a lost time of t_l is applied when a movement is initiated, the following conclusions are reached:

- The critical NB movement is initiated in Phase 1, and a lost time of t_l is applied.
- The critical EB left-turn movement is initiated in Phase 2A, and a lost time of t_l is applied.
- The critical WB T/R movement is initiated in Phase 2B, and a lost time of t_l is applied.
- No critical movement is initiated in Phase 2C. Therefore, no lost time is applied to the critical path here. Although the WB left-turn movement is initiated in this phase, it is not a critical movement, and its lost time is not included in L .
- Therefore, for this case, $L = 3t_l$.

This problem may be altered significantly by adding a permitted left turn in both directions to Phase 2B. This is shown in Figure 9-10, with the v/s ratios resulting. Note that in this case, a separate v/s ratio is computed for the protected and permitted portions of

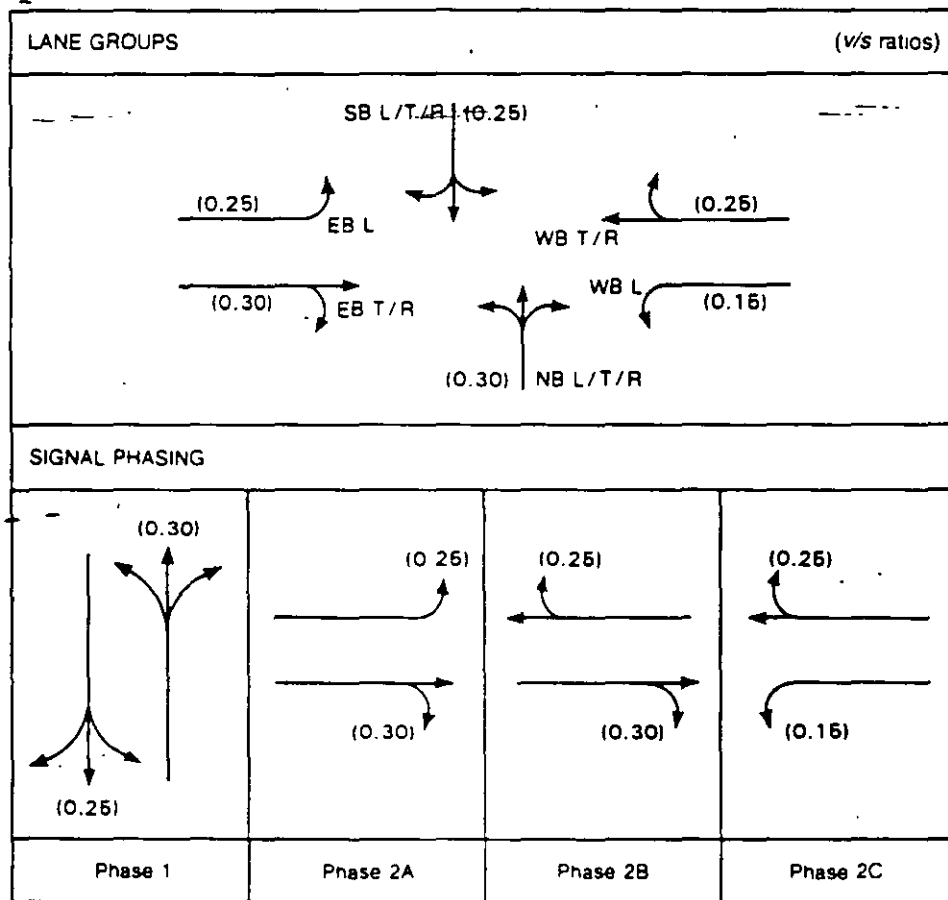


Figure 9-9. Critical lane group determination: leading and lagging green phase plan with exclusive left-turn lanes.

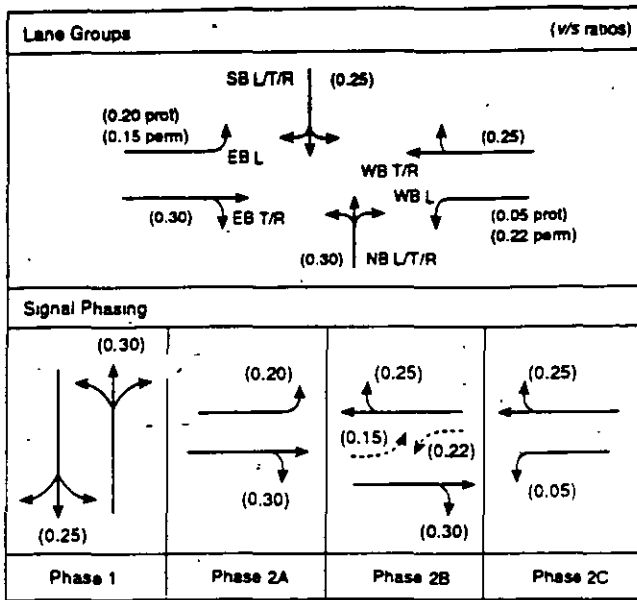


Figure 9-10. Critical lane group determination: leading and lagging green phase plan with addition of permitted left turn in Phase 2B.

the EB and WB left-turn movements. In essence, the protected and permitted portions of these movements are treated as separate lane groups.

The analysis of Phase 1 does not change, because it is discreet. The NB lane group is still critical, with a v/s ratio of 0.30. There are now, however, four different potential paths through Phase 2 that conform to the rules for determining critical paths:

- WB T/R + EB left turn (protected) $0.25 + 0.20 = 0.45$.
- EB T/R + WB left turn (permitted) $0.30 + 0.05 = 0.35$.
- EB left turn (protected) + EB left turn (permitted) + WB left turn (permitted) $= 0.20 + 0.15 + 0.05 = 0.40$.
- EB left turn (protected) + WB left turn (permitted) + WB left turn (protected) $= 0.20 + 0.22 + 0.05 = 0.47$

The critical path through Phase 2 is the one with the highest total v/s ratio. This is the last choice, and yields a v/s ratio of 0.47, which when added to the 0.30 for Phase 1 results in a sum of critical v/s ratios of 0.77. Note that this is a smaller total than for the option without permitted left turns in Phase 2B, which is an expected result.

Again, the lost time for the critical path is determined as follows:

- The NB critical flow begins in Phase 1, and a lost time of t_L is applied.
- The critical EB left turn (protected) is initiated in Phase 2A, and a lost time of t_L is applied.
- The critical WB left turn (permitted) is initiated in Phase 2B, and a lost time of t_L is applied.
- The critical WB left turn (protected) is a continuation of the WB left turn (permitted). Because the left-turn movement is already moving when Phase 2C is initiated, no lost time is applied here.
- Thus, for this case, $L = 3t_L$

This is the same result obtained previously

Figure 9-11 shows another complex case with actuated control and a typical eight-phase plan. Although eight phases are provided

on the controller, the path through the cycle cannot include more than six of these phases, as shown. The leading phases (1B and 2B) will be chosen on the basis of which left-turn movements have higher demands on a cycle-by-cycle basis.

The possible critical paths through Phase 1 are as follows:

- EB left turn (protected) + EB left turn (permitted),
- EB left turn (protected) + WB left turn (permitted),
- EB left turn (protected) + WB T/R,
- WB left turn (protected) + WB left turn (permitted),
- WB left turn (protected) + EB left turn (permitted), and
- WB left turn (protected) + EB T/R.

Again, the combination with the highest v/s ratio would be chosen as the critical path. A similar set of choices exists for Phase 2, with NB replacing EB and SB replacing WB.

The most interesting aspect of this problem is the number of lost times that must be included in L for each of these paths. The paths involving EB left turn (protected) + EB left turn (permitted) and WB left turn (protected) + WB left turn (permitted) involve only one application of t_L each, because the turning movement in question moves continuously throughout the three subphases. All other paths involve two applications of t_L , because each critical movement is initiated in a portion of the phase. Note that the left turn that does not continue in Phase 1B or 2B is a discontinuous movement; that is, it moves as a protected turn in Phase 1A or 2A, stops in Phase 1B or 2B, and moves again as a permitted turn in Phase 1C or 2C.

Thus, for this complex phasing, the lost time through each major phase could be t_L or $2t_L$, depending upon the critical path. Thus, for the total cycle, L may vary between $2t_L$ and $4t_L$, again depending upon the critical path.

In general terms, the following rule can be stated.

$$L = nt_L$$

where n is the number of movements in the critical path through the signal cycle. For the purposes of determining n , a protected-plus-permitted movement is considered to be one movement if the protected and permitted phases are adjacent

LOS Module

In the LOS Module, the average stopped delay per vehicle is estimated for each lane group and averaged for approaches and the intersection as a whole. Level of service is directly related to the delay value, and the levels are defined in Table 9-1

The average stopped delay per vehicle for a given lane group is given by

$$d = d_1 DF + d_2 \tag{9-23}$$

$$d_1 = 0.38C [1 - g/C]^2 / [1 - (g/C)(\text{Min}(X, 1.0))] \tag{9-24}$$

$$d_2 = 173X^2 \{ (X - 1) + [(X - 1)^2 + mX/c]^{0.5} \} \tag{9-25}$$

where:

- d = stopped delay, sec/veh;
- d_1 = uniform delay, sec/veh;
- d_2 = incremental delay, sec/veh;
- DF = delay adjustment factor for quality of progression; control type;
- X = v/c ratio for lane group;

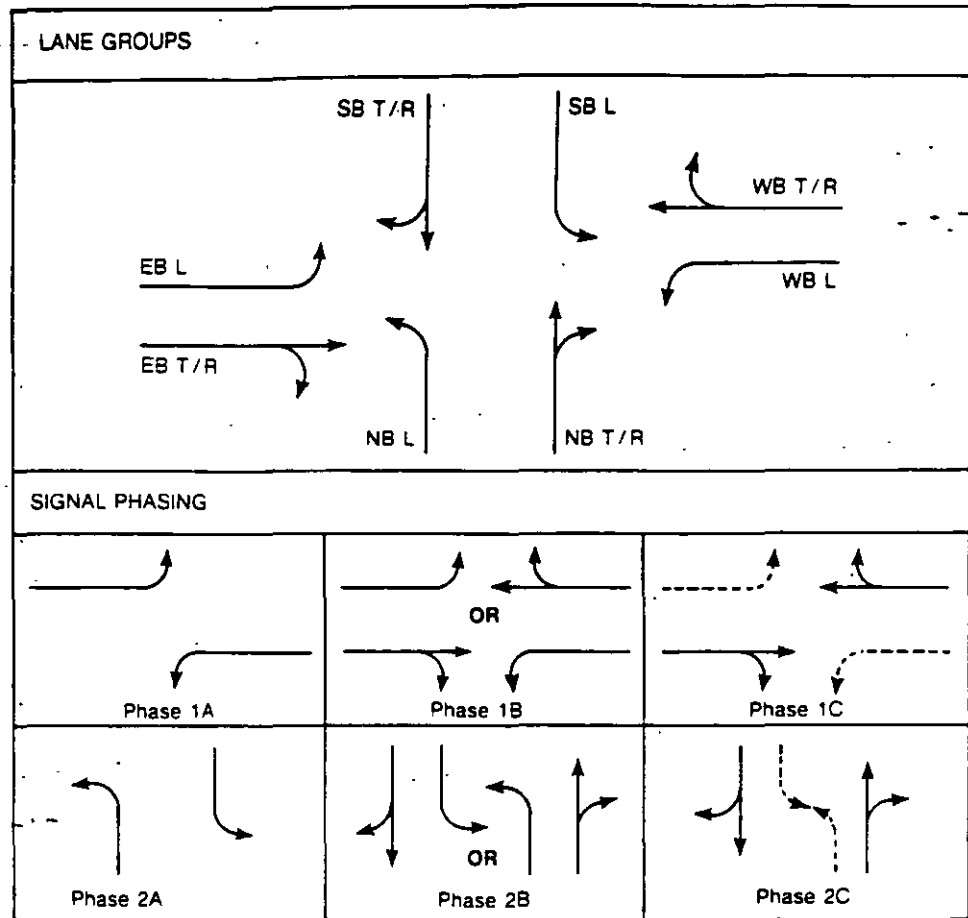


Figure 9-11. Critical lane group determination: complex multiphase signal.

- C = cycle length, sec;
- c = capacity of lane group, vph;
- g = effective green time for lane group, sec; and
- m = an incremental delay calibration term representing the effect of arrival type and degree of platooning.

The components of these equations are discussed in the sections that follow.

Uniform Delay, d_1

Equation 9-24 gives an estimate of delay assuming perfectly uniform arrivals and stable flow. It is based on the first term of Webster's delay formulation and is widely accepted as an accurate depiction of delay for the idealized case of uniform arrivals. Note that values of X beyond 1.0 are not used in the computation of d_1 .

Incremental Delay, d_2

Equation 9-25 estimates the incremental delay due to non-uniform arrivals and individual cycle failures. The equation is valid for values of X less than 1.0 but may be used with some caution for values of X up to the lesser of 1.2, the generally recognized upper limit of the delay model, or $1/PHF$. In cases where $X \geq 1.0$, the delay estimate applies to all vehicles arriving during the first 15-min period during which oversaturation was experienced. The

equation does not account for the cumulative effect of queues remaining from a previous 15-min period. When the value of X exceeds $1/PHF$, the hourly volume exceeds the hourly capacity and Equation 9-25 becomes invalid. Under these conditions, an indeterminate delay will accumulate over a long period and LOS F will be the result.

There is one practical consideration. The traffic volume must not exceed the capacity of an uninterrupted lane group (i.e., 100 percent green time), or the basic computational methodology of this chapter will not apply. This condition will occur if X is greater than C/g .

Delay Adjustment Factor, DF

The delay adjustment factor accounts for the impact of control type and signal progression on delay. These two effects are mutually exclusive (i.e., one or the other is used, but not both) and will therefore be discussed separately. Table 9-13 indicates the appropriate value of DF for all of the possible control modes. Because the advantage of progression and traffic-actuated control diminishes at very high v/c ratios, DF is only applied to d_1 .

Adjustment Factor for Controller Type, CF . Because traffic-actuated controllers are able to adjust timing from cycle to cycle, they are generally able to accommodate the same traffic volumes as pre-timed controllers with slightly less delay. This adjustment factor should be 0.85 for all lane groups under isolated semi-actu-

TABLE 9-13. UNIFORM DELAY (d_1) ADJUSTMENT FACTOR (DF)

CONTROLLER-TYPE ADJUSTMENT FACTOR (CF)						
CONTROLLER TYPE	NONCOORDINATED INTERSECTIONS			COORDINATED INTERSECTIONS		
Pretimed (no traffic-actuated lane groups)	1.0			PF as computed below		
Semiactuated:				1.0		
Traffic-actuated lane groups	0.85			PF as computed below		
Nonactuated lane groups	0.85			Treat as semiactuated		
Fully actuated (all lane groups traffic-actuated)	0.85					
PROGRESSION ADJUSTMENT FACTOR (PF)						
$PF = (1 - P)f_p(1 - g/C)$ (see Note)						
GREEN RATIO (g/C)	ARRIVAL TYPE (AT)					
	AT-1	AT-2	AT-3	AT-4	AT-5	AT-6
0.20	1.167	1.007	1.000	1.000	0.833	0.750
0.30	1.286	1.063	1.000	0.986	0.714	0.571
0.40	1.445	1.136	1.000	0.895	0.555	0.333
0.50	1.667	1.240	1.000	0.767	0.333	0.000
0.60	2.001	1.395	1.000	0.576	0.000	0.000
0.70	2.556	1.653	1.000	0.256	0.000	0.000
Default, f_p	1.00	0.93	1.00	1.15	1.00	1.00
Default, R_p	0.333	0.667	1.000	1.333	1.667	2.000
Incremental delay calibration term, m	8	12	16	12	8	4

NOTE: 1. Tabulation is based on default values of f_p and R_p .
 2. $P = R_p/g/C$ (may not exceed 1.0)
 3. PF may not exceed 1.0 for AT-3 through AT-6.

ated or fully actuated control and 1.0 for all other control modes except those that require the use of the adjustment factor for quality of progression, PF , as described below.

Note that neither the actuated lane groups nor the nonactuated lane groups share in the benefits of traffic-actuated control in coordinated semiactuated systems.

Adjustment Factor for Quality of Progression, PF Good signal progression will result in a high proportion of vehicles arriving on the green. Poor signal progression will have a low percentage of vehicles arriving on the green. The progression adjustment factor, PF , applies to all coordinated lane groups, including both pretimed control and nonactuated lane groups in semiactuated control systems. Progression primarily affects uniform delay, and for this reason, the adjustment is applied only to d_1 . The value of PF may be determined by

$$PF = \frac{(1 - P)f_p}{1 - (g/C)} \quad (9-26)$$

where:

- P = proportion of vehicles arriving on the green.
- g/C = proportion of green time available and
- f_p = supplemental adjustment factor for when the platoon arrives during the green.

The default values for f_p are 0.93 for Arrival Type 2, 1.15 for Arrival Type 4, and 1.0 for all other arrival types.

The value of P may be measured in the field or estimated from the arrival type. If field measurements are carried out, P should be determined as the proportion of vehicles in the cycle that arrive at the stop line or join the queue (stationary or moving) while the green phase is displayed. PF may be computed from measured

values of P using the default values for f_p . Alternatively, Table 9-13 may be used to determine PF as a function of the arrival type based on the default values for P (i.e., $R_p/g/C$) and f_p associated with each arrival type. If PF is estimated by Equation 9-26, its value may exceed 1.0 for Arrival Type 4 with extremely low values of g/C . As a practical matter, PF should be assigned a maximum value of 1.0 for Arrival Type 4. This has already been taken into consideration in Table 9-13.

Application of the adjustment factor for progression requires detailed knowledge of offsets, travel speeds, and intersection signalization. When estimating delay for future situations involving coordination, particularly when analyzing alternatives, it is advisable to assume Arrival Type 4 as a base condition for coordinated lane groups (except left turns), in which case P may be estimated using the R_p default values from Table 9-2 and Equation 9-7 as $R_p/g/C$. Arrival Type 3 should be assumed for all uncoordinated lane groups.

Movements made from exclusive left-turn lanes on exclusive phases are not usually provided with good progression. Thus, Arrival Type 3 is usually assumed for coordinated left turns. When the actual arrival type is known, it should be used. When a lane group contains movements that have different levels of coordination, a flow-weighted average of P should be used in determining the PF . Table 9-13 indicates the appropriate value of DF for all of the possible control modes. Because the advantage of progression and traffic-actuated control diminishes at very high v/c ratios, DF is only applied to d_1 .

Incremental Delay Calibration Term, m

The incremental delay calibration term represents the effect of arrival type and degree of platooning on the incremental delay term. The value of 16 represents random arrival conditions with

Arrival Type 3. Lower values are observed on approaches in coordinated systems because the variation in demand from cycle to cycle is reduced by the "metering" effect of coordination. The appropriate values of m are given in Table 9-13 as a function of the arrival type. When a lane group contains movements that have different levels of coordination, a flow-weighted average of m should be used in determining the incremental delay.

Aggregating Delay Estimates

The procedure for delay estimation yields the average stopped delay per vehicle for each lane group. It is also desirable to aggregate these values to provide average delay for an intersection approach and for the intersection as a whole. In general, this is done by computing weighted averages, where the lane group delays are weighted by the adjusted flows in the lane groups.

Thus, the delay for an approach is computed as

$$d_A = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i} \quad (9-27)$$

where:

- d_A = delay for approach A, sec/veh;
- d_i = delay for lane group i (on approach A), sec/veh; and
- v_i = adjusted flow for lane group i , vph.

Approach stopped delays can then be further averaged to provide the average delay for the intersection:

$$d_I = \frac{\sum d_A v_A}{\sum v_A} \quad (9-28)$$

where:

- d_I = average delay per vehicle for the intersection, sec/veh, and
- v_A = adjusted flow for approach A, vph

LOS Determination

Intersection level of service is directly related to the average stopped delay per vehicle. Once delays have been estimated for each lane group and aggregated for each approach and the intersection as a whole, Table 9-1 is consulted, and the appropriate levels of service are determined for each component.

Special Procedure for Uniform Delay with Protected-Plus-Permitted Operation

The delay estimation model just presented is based on a well-established formulation originally proposed by Webster and subsequently modified by others. The delay per vehicle is expressed as the sum of two terms. The first term represents the delay that would result from completely uniform arrival of vehicles over the signal cycle. The second term recognizes the tendency for occasional overflow to occur as a result of random arrivals.

The first term is easily derived as a function of the area contained within the plot of queue storage as a function of time. With a single green phase per cycle, this plot assumes a triangular shape, that is, the queue size increases linearly on the red phase and decreases linearly on the green. The peak storage occurs at the end of the red phase. The geometry of the triangle depends on the

traffic volume, the queue discharge rate, and the length of the red and green signal phases.

This simple triangle becomes a more complex polygon when left turns are allowed to proceed on both protected and permitted phases. However, the area of this polygon, which determines the uniform delay, is still relatively easy to compute given the proper values for the arrival and discharge rates during the various intervals of the cycle, along with the interval lengths that determine its shape. In the following discussion, the protected phase is referred to as the "primary" phase and the permitted phase is referred to as the "secondary" phase.

Specifically, the following quantities must be known to evaluate the uniform delay:

- The arrival rate, q , (veh/sec), presumed to be uniform over the entire cycle;
- The saturation flow rate s_p (veh/sec) for the primary phase;
- The saturation flow rate s_s (veh/sec) for the unsaturated portion of the secondary phase (the unsaturated portion begins when the queue of opposing vehicles has been served);
- The effective green time, g (sec), for the primary phase in which a green arrow is displayed to the left turns;
- The green time g_s (sec) during the secondary phase when the opposing through movement blocks the permitted left turns (this interval begins at the start of the permitted green and continues until the queue of opposing through vehicles has been fully discharged);
- The green time g_r (sec) that is available for left-turning vehicles to filter through gaps in the oncoming traffic (this interval begins when the queue of opposing through vehicles has been satisfied (i.e., at the end of g_s) and continues until the end of the permitted green phase); and
- The red time r (sec) during which the signal is effectively red for the left turn.

The input-output relationships that determine the shape and area of the polygon are shown in Figure 9-12. Note that the queuing polygon may assume five different shapes depending on the relationship of arrivals and departures. Slightly different mathematical formulas must be applied to determine the area for each of the different shapes. In all cases, the arrival rate must be adjusted to ensure that, for purposes of uniform delay computation, the v/c ratio is not greater than 1.0. This adjustment is also necessary for the analysis of simple protected operation as described previously. If the v/c ratio is greater than 1.0, the area contained by the polygon will not be defined. The effect of v/c ratios greater than 1.0 is expressed by the second term of the delay equation.

It is first necessary to distinguish between protected-plus-permitted (leading left-turn) phasing and permitted-plus-protected (lagging left-turn) phasing. Three of the five cases shown in Figure 9-12 are associated with leading left-turn phases and the other two are associated with lagging left-turn phases. The five cases are identified as follows.

Case 1—leading left-turn phase: no queue remains at the end of the protected or permitted phase.

Case 2—leading left-turn phase: a queue remains at the end of the protected phase but not at the end of the permitted phase.

Case 3—leading left-turn phase: a queue remains at the end of the permitted phase but not at the end of the protected phase. Note

Protected + Permitted (Leading)

Permitted + Protected (Lagging)

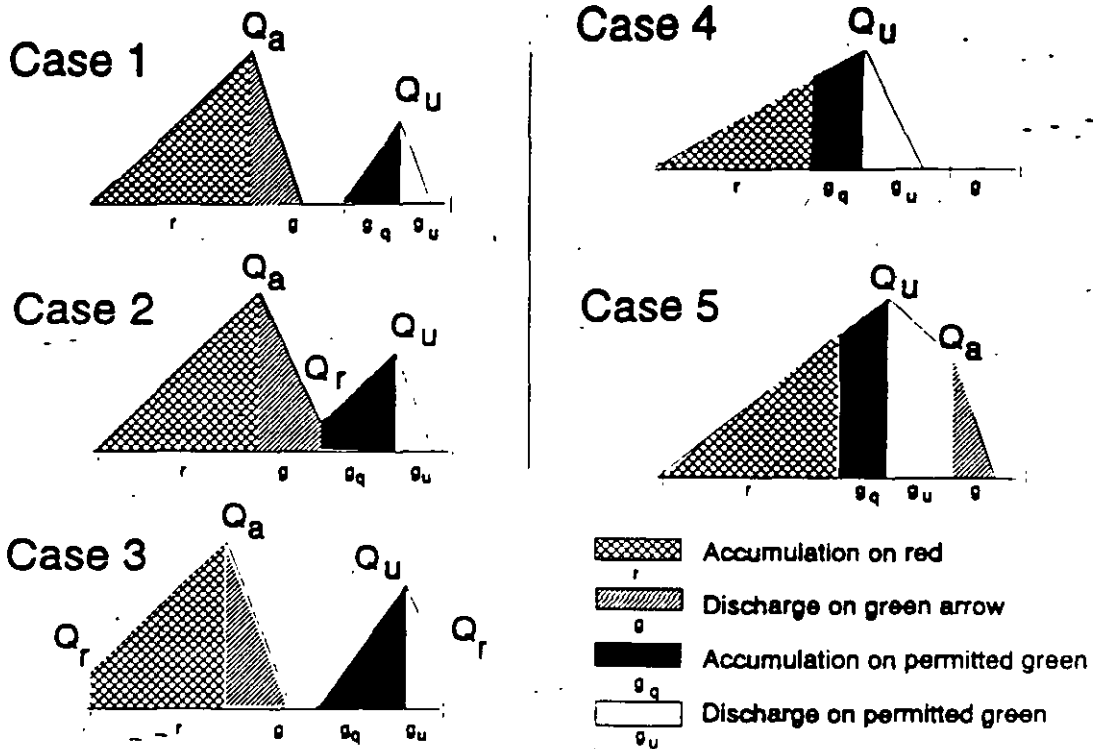


Figure 9-12. Queue accumulation polygons.

that it is not possible to have a queue at the end of both the protected and permitted phases if the v/c ratio is not allowed to exceed 1.0 for purposes of the uniform delay term.

Case 4—lagging left-turn phase: no queue remains at the end of the permitted phase. In this case there will be no queue at the end of the protected phase either, because the protected phase follows immediately after the permitted phase and will therefore accommodate all of its arrivals without further delay.

Case 5—lagging left-turn phase: a queue remains at the end of the permitted phase. If the v/c ratio is kept below 1.0 as just discussed, this queue will be fully served during the protected phase.

Some intermediate computations are required to provide a consistent framework for dealing with all of these cases. Three queue lengths may be determined at various transition points within the cycle. These values are defined as follows:

- Queue size Q_r (veh) at the beginning of the green arrow.
- Queue size Q_a (veh) at the beginning of the unsaturated interval of the permitted green phase, and
- Residual queue size Q_r (veh) at the end of either the permitted or protected phase.

These queue sizes dictate the shape of the polygon whose area determines the value of uniform delay. Separate formulas will be given for computing each of the queue sizes for the five cases just described. Formulas will be provided for computing the uniform delay as a function of the queue sizes.

Interpretation of Results

The results of an operational analysis will yield two key values:

- 1 Volume-to-capacity ratios for each lane group and for all of the critical lane groups within the intersection as a whole, and
- 2 Average stopped-time delays for each lane group and approach and for the intersection as a whole and the corresponding levels of service.

Any v/c ratio greater than 1.0 is an indication of actual or potential breakdown and a condition requiring amelioration. When the overall intersection v/c ratio is less than 1.0, but some critical lane groups have v/c ratios greater than 1.0, the green time is generally not appropriately apportioned, and a retiming using the existing phasing should be attempted. Appendix II may be consulted for suggestions in this regard.

A crucial v/c ratio greater than 1.0 indicates that the overall signal and geometric design provides inadequate capacity for the existing or projected flows. Improvements that might be considered include any or all of the following:

- 1 Basic changes in intersection geometry (number and use of lanes).
- 2 Increases in the signal cycle length if it is determined to be too short, or
- 3 Changes in the signal phase plan.

Appendixes I and II may be consulted for suggestions with regard to these improvements. Existing state and local policies or standards should also be consulted in the development of potential improvements.

It should also be noted that v/c ratios near 1.0 represent situations with little available capacity to absorb demand increases. Particularly when projected volumes are being used, normal inaccuracies in such projections can cause an intersection projected to operate near capacity to become oversaturated.

Level of service is a measure of the acceptability of stopped delay levels to motorists at a given intersection. When delays are unacceptable, the causes of delay should be carefully examined. If an unfavorable progression is the largest contributor to delay, changes in intersection design and intersection signalization will have little impact; offsets and arterial coordination should be examined for possible improvement. When progression is reasonable and unacceptable delays still exist, provision of greater capacity through geometric or signal design changes should be examined.

In some cases, delay will be high even when v/c ratios are low. In these situations, poor progression or an inappropriately long cycle length, or both, is generally present. The following point must be emphasized: unacceptable delay can exist where capacity is a problem as well as in cases in which it is adequate. Further, acceptable delay levels do not automatically ensure that capacity is sufficient. The analysis must consider the results of both the Capacity Analysis Module and the LOS Module to obtain a complete picture of existing or projected intersection operations.

Because of the complexity of this methodology, detailed worksheets are provided for the computations of each analysis module. These are presented and discussed in Section III, *Procedures for Application*.

PLANNING ANALYSIS

The operational analysis method for signalized intersections presented in this chapter provides an extremely detailed treatment of the operation of a traffic signal. The level of precision inherent in that analysis often exceeds the accuracy of the available data. The requirement for a complete description of the signal timing plan is also a burden, especially when the method is being applied in transportation planning situations.

It is possible to obtain an approximate analysis of the level of service at a traffic signal through the judicious use of assumed values for most of the data that are required. Table 9-3 contains recommended default values for several data items. For planning purposes, the only site-specific data that should be required are the traffic volumes and number of lanes for each movement together with a minimal description of the signal design and other operating parameters. This section sets forth a recommended technique for preparing a complete data set with minimal field data requirements. As such, it proposes a planning level methodology for the analysis of signalized intersections.

Overview of Planning Method

The concept of the planning method may be best understood by comparison with the full operational analysis method already presented in this chapter. The operational analysis method is illustrated in Figure 9-3. The LOS estimates (A-F) are based on a

detailed evaluation of the stopped delay per vehicle in each lane group.

From a planning perspective, the data requirements for this procedure are usually considered somewhat excessive, and the need for an approximate analysis is apparent. The concept of the planning method is to apply the required approximations to the input data and not the computational procedures. This provides a link between the planning and operational analyses and allows the same basic computational methodology to serve both levels of analysis in estimating the level of service.

A set of worksheets to be described in the next section of this chapter is used to determine the critical v/c ratio, X_{cr} , which has been described earlier as an approximate indicator of the overall sufficiency of the intersection geometrics. The computational method involves the summation of conflicting critical lane volumes for the intersection. The computations themselves depend on the traffic signal phasing, which in turn depends on the type of protection assigned to each left turn. The critical volume summation divided by the computed intersection capacity represents the critical v/c ratio, X_{cr} . Although it is not possible to assign a level of service to the intersection based on X_{cr} , it is possible to evaluate the operational status of the intersection for planning purposes. Table 9-14 expresses the operational status as "over," "at," "near," or "under" capacity.

One of the by-products of the critical volume summation is the synthesis of a "reasonable and effective" signal timing plan for the intersection. When this timing plan is combined with assumed values for other operating parameters, all of the data required to apply the full operational analysis will be available. As an extension of the planning analysis, it is therefore possible to obtain an estimate of the level of service on each of the lane groups and approaches and for the intersection as a whole. The accuracy of such estimates will depend heavily on the quality of the input data. If the traffic volumes are rough approximations of future conditions, the planning analysis should not be taken beyond the evaluation of intersection status.

Field Data Requirements

The overall data requirements are summarized in the following discussion. It should be noted that some of the requirements may be met by assumed or default values that represent reasonable or average values for operating parameters. Other data items are site-specific and must be obtained in the field. The objective of the planning method is to minimize the need for detailed collection of field data. The data requirements for this level of analysis may be met by using three worksheets that will be described in detail in the next section of this chapter.

TABLE 9-14. INTERSECTION STATUS CRITERIA FOR SIGNALIZED INTERSECTION PLANNING ANALYSIS

CRITICAL v/c RATIO (X_{cr})	RELATIONSHIP TO PROBABLE CAPACITY
$X_{cr} \leq 0.85$	Under capacity
$0.85 < X_{cr} \leq 0.95$	Near capacity
$0.95 < X_{cr} \leq 1.00$	At capacity
$X_{cr} > 1.00$	Over capacity

Much of the required data may be developed either through judgment or by cursory observation. For each approach, it is necessary to answer the following questions:

1. Will parking be allowed?
2. Will the signal be coordinated with the upstream signal on this approach?
3. How will left turns be accommodated?

The treatment alternatives for left turns were described in Section I of this chapter as "permitted," "protected," "protected-plus-permitted," and "not opposed."

Most of the foregoing questions may be answered easily on the basis of existing operation. If the answers are not known, the assumptions in the following sections are suggested.

Parking

If the parking restrictions have not been determined, the planning method may be used as a decision tool. Both conditions (i.e., parking and no parking) may be analyzed and compared.

Coordination

Without effective coordination, signals along an arterial can create poor operating conditions. The closer the spacing of signalized intersections without adequate coordination, the more delay vehicles can encounter. Conversely, closely spaced signalized intersections with good coordination can be an enhancement to arterial flow. When signalized intersections are placed far enough from each other, their effect on slowing or enhancing arterial flow may be minimal. On the major street, coordination should be assumed if the upstream signalized intersection is less than 2,000 ft away. On the minor street, the corresponding distance is 1,200 ft. Minor roads are usually shorter and their through traffic travels less distance than on major arterial roads.

Requirement for Left-Turn Protection

For planning purposes the actual left-turn treatment should be used. If this is unknown, the choice should be made using local policies or practices. Many agencies use the product of the left-turning volume and the oncoming through traffic volume, which is entered on the Lane Volume Worksheet (see Figure 9-23). Although threshold values vary, one common practice suggests that left turns may require protection when this value exceeds 50,000 with one opposing lane (90,000 with two lanes, and 110,000 with three lanes) and the left-turn volume itself exceeds 90 vph. If the left-turn volume exceeds 240 vph or if more than one turning lane is provided, protection is required regardless of the magnitude of the product.

Note that these thresholds should only be applied for planning purposes. For design and operational purposes there are many other factors that should be considered, including accident experience, field observations, and conditions that may exist outside of the analysis period.

Protected left turns may also be allowed to proceed on a permitted phase (protected-plus-permitted phasing). This is an operational detail that may not be available. The existence of a permitted left-turn phase combined with a protected phase is not reflected in the planning worksheets, except that two sneakers per cycle are

removed from left-turn volumes under protected-plus-permitted phasing.

Unprotected left turns from exclusive lanes receive an assignment of green time because they are assumed to be accommodated by the concurrent through movement. It is therefore possible to produce an unreasonably optimistic assessment of the critical v/c ratio if protected phasing is not provided for heavy left-turn volumes. The procedure to be described later includes a check for left-turn capacity.

Split-Phase Operation

Split-phase operation provides complete separation between movements in opposing directions by allowing all movements in only one direction to proceed at the same time. This alternative should only be assumed for planning purposes if

1. A pair of opposing approaches is offset;
2. Protected left-turn phasing must be provided to two opposing single-lane approaches; or
3. Both opposing left turns are protected and one of the left turns is accommodated with an exclusive lane plus an optional lane for through and left-turning traffic.

In addition to the movement-specific data just described, there are three items that apply to the intersection as a whole: the area type, the peak hour factor, and the cycle length requirements for the signal operation.

Area Type

The choices offered by the operational analysis method are "central business district" (CBD) or "other." Some judgment is required here. Unless the intersection is known to be within the CBD, the "other" category should be assumed.

Peak Hour Factor

The peak hour factor (PHF) is used to focus the analysis on the peak 15 min of the hour. It is an important feature of the operational analysis method. However, for planning purposes, the appropriate value for the PHF will depend on the nature of the application. For near-term approximation of intersection level of service, the use of a PHF may be desirable. If no data are available, a value of 0.9 should be assumed.

For longer-term projections of roadway sufficiency in heavily populated areas, the balance between hourly volumes and capacities may be of more interest. If this is the case, a PHF of 1.0 may be more appropriate. However, if 15-min peaking occurs within the hour, failure to use a PHF will result in an underestimation of delay if the planning analysis is extended to evaluate the level of service.

Cycle Length Requirements

The design cycle length should be used if it is known. If it is not, the cycle length may be calculated by using the Signal Operations Worksheet presented later (see Figure 9-24). The calculations are subject to minimum and maximum values, which should be specified on the Input Module Worksheet (see Figure 9-14). Values appropriate to the local jurisdiction should be chosen. Cycle lengths normally vary between 60 and 120 sec. In areas where heavy congestion is anticipated, cycle lengths as high as 120 sec are occasionally found. Default values of 60 sec minimum and

120 sec maximum are recommended for planning purposes. These values should be used in the absence of more specific information.

The field data requirements will be satisfied by the items described above. The remainder of this discussion deals with the items that may be determined either by assuming default values or by performing worksheet computations.

Default Values Incorporated in Planning Analysis

To minimize the need for field data for planning analyses, a number of assumptions are built into the process as default values to represent generalized traffic characteristics and traffic signal operating parameters. The default values for approach grade, heavy vehicles, and bus blockage have already been presented in Table 9-3. Lane utilization factors of 1.0 are suggested, which are consistent with the requirements of a planning-level analysis. No pedestrian conflicts are considered because data at this level of detail are not usually available.

These assumptions allow the determination of average conditions for each lane group. The variables area type, saturation flow rate, pedestrian crossing volume, lost time, and yellow plus all red include default values that are representative of suburban intersection conditions. The presence of traffic signal coordination must be identified on each intersection approach. On those approaches where coordination exists, Arrival Type 4 should be used. On those approaches where coordination does not exist, Arrival Type 3 should be used.

Of course, any of these default values may be overridden during the analysis. Overriding a given value should produce a more accurate assessment of the capacity and level of service at the expense of consistency of treatment among intersections. There is a clear trade-off here, and the decision is up to the analyst.

Synthesis of Signal Operation

The LOS computations for planning purposes are carried out as an optional step using the operational analysis method described in this chapter. The signal design parameters to be synthesized by the technique described here are intended as direct input data to the operational analysis method. Worksheets are presented for the computation of all of the design parameters. It is, however, anticipated that a computerized version of the technique would be employed in most practical applications. Implementation of the computations by hand would be time consuming because of the detailed nature of the process.

It is not essential, nor is it practical, for planning applications to define a fully optimized signal timing plan for the intersection. It is only necessary to ensure that the analysis be based on a "reasonable and effective" timing plan. For purposes of this chapter, the following attributes apply to a reasonable and effective signal timing plan:

1. The timing plan must accommodate the critical movements on all lane groups at the intersection;
2. A cycle length should be chosen that is appropriate to the traffic volume levels;
3. The allocation of time among competing movements should

be such that the degree of saturation is equalized for the critical movements on each phase;

4. The phasing plan should accommodate unbalanced volumes with a minimum of slack time through the use of overlap phasing;

5. The phase time for a lane group with a shared left-and-through lane and permitted left turns should be designed to accommodate the through movement only, not the entire lane group (the adequacy of the timing with respect to the left turn should be checked if necessary in a subsequent step using the operational procedure);

6. The protected phase time for a protected-permitted left turn should accommodate the entire movement; and

7. Protected left-turn phasing should be used for all left turns that would not otherwise be accommodated.

The signal operation is described in terms of a phase plan indicating which movements are able to proceed on each phase and a timing plan indicating the cycle length and the apportionment of time to each phase in the cycle. The procedure suggested here will produce a reasonable and effective timing plan by the foregoing definition, given the information mentioned previously. It is based on well-established principles of critical movement analysis and on the signal timing guidelines presented in Appendix II.

The use of this technique should be limited to planning applications. It is not intended to produce an optimized operating plan for implementation in practical situations. The phase plan is chosen from a limited set of alternatives. No consideration is given to leading versus lagging left-turn protection. The timing plan does not consider user-specified minimum green times for each phase, nor does it consider the optimization of phase splits.

The limitations just mentioned pose no problems for planning applications. The technique described here will generate a complete phasing and timing plan that represents a reasonable approximation of the conditions that might be expected to occur with the given traffic volumes and intersection configuration, assuming that a reasonable and effective signal timing design is employed.

Other Analyses

As noted previously, the computational procedures in this chapter emphasize the estimation of level of service (delay) based upon known or projected traffic demand, signalization, and geometric design. Other computational applications include determination of

1. Volume-to-capacity ratios and service flow rates associated with selected levels of service given a known signalization and geometric design;
2. Signal timing parameters when known inputs are a selected level of service, demand flow rates, and geometric design; and
3. Geometric parameters (number of lanes, lane use allocations, etc.) given selected level of service, demand flow rates, and signalization.

These alternative computational sequences are discussed in the next section of this chapter and illustrated with sample computations

III. PROCEDURES FOR APPLICATION

Detailed worksheets for computations and step-by-step instructions for their use and interpretation are presented in this section. The operational analysis will be described first, followed by the less detailed planning analysis.

OPERATIONAL ANALYSIS

Operational analysis is divided into five modular subanalyses: (a) Input Module, (b) Volume Adjustment Module, (c) Saturation Flow Rate Module, (d) Capacity Analysis Module, and (e) LOS Module. The computations for each of these modules are conducted or summarized on the appropriate worksheet; or both, as each module is presented.

In addition to the module-related worksheets, two supplementary worksheets are provided to handle computations that are more complex. An overview of the information flow among all worksheets is presented in Figure 9-13, which shows the proper treatment of all combinations of left-turn lanes and phasing. A given lane group may have

- Left turns from an exclusive lane,
- Left turns from a shared lane, or
- No left turns at all.

When left turns are present, the signal phasing may provide

- Permitted left-turn operation,
- Protected left-turn operation, or
- A combination of protected and permitted left turns.

Thus there are seven different possibilities, each of which must be handled in a slightly different manner using the worksheets.

Input Module

The Input Module is essentially a summary of the geometric, traffic, and signalization characteristics needed to conduct other computations. When an existing case is under study, most of these data will be obtained from field studies. When future conditions are under consideration, traffic data will be forecast, and geometric and signal designs will be based upon existing conditions or will be proposed. The Input Module Worksheet is shown in Figure 9-14.

The upper half of the worksheet contains a schematic intersection drawing on which basic volume and geometric data are recorded.

Step 1: Record Traffic Volumes

For each movement, full hourly volumes are entered into the appropriate boxes shown in each corner of the intersection diagram. Left-turn, through, and right-turn volumes are recorded below these boxes at the head of the appropriate directional arrow. The sum of the left, through, and right movements on each approach should equal the value shown in the approach volume box.

Step 2: Record Geometrics

The details of lane geometrics should be shown within the intersection diagram. Details should include

- Number of lanes,
- Lane widths,
- Traffic movements using each lane (shown by arrows),
- Existence and location of curb parking lanes,
- Existence and location of bus stops,
- Existence and length of storage bays, and
- Other features such as channelization, and so forth.

When geometric conditions are not known, a design should be proposed based upon state or local practice. Appendix I may be consulted to assist in establishing a design for analysis. When separate left-turn lanes exist, the procedures assume that the storage length is adequate. This should be checked against the criteria in Appendix I.

The middle portion of the worksheet consists of a tabulation of additional geometric and traffic conditions for each movement.

Step 3: Enter Geometric and Traffic Conditions

The following parameters are entered into the tabulation in the middle of the worksheet. Separate entries are required for each approach:

1. Percent grade is entered in the first column; a plus sign indicates upgrade, and a minus sign indicates downgrade.

2. Percent heavy vehicles is entered in the second column. Normally the average for the entire approach is used. When heavy vehicle presence varies significantly between movements, separate percentages may be used for left-turn, through, and right movements. A heavy vehicle is defined as any vehicle with more than four tires touching the pavement.

3. The third and fourth columns describe parking characteristics for the approach. The third column indicates the presence of an adjacent parking lane at the intersection; "Y" or "N" is entered as appropriate. The fourth column indicates the number of parking movements per hour occurring into and out of the parking lane within 250 ft upstream of the stop line.

4. The number of local buses stopping per hour to discharge or pick up passengers within the confines of the intersection is recorded in the fifth column. Any bus stop within 250 ft upstream or downstream from the stop line is considered to be within the confines of the intersection.

5. The peak hour factor is entered in the sixth column.

6. The number of pedestrians per hour using the crosswalk and conflicting with right turns from the subject approach is recorded in the seventh column. For the NB approach, this is the east crosswalk; for the SB approach, the west crosswalk; for the EB approach, the south crosswalk; and for the WB approach, the north crosswalk.

The eighth and ninth columns describe pedestrian controls at the intersection. In the eighth column, the existence of a pedestrian pushbutton detector on the subject approach is indicated by a "Y" or "N" entry. The ninth column gives the minimum green time required for a pedestrian to cross the street, computed from Equation 9-8

$$G_p = 7.0 + (W/4.0) - Y$$

8. The tenth and last column is used to indicate the quality signal progression. Either the value P , the proportion of vehicles arriving on green, or the arrival type (1-6) is entered here.

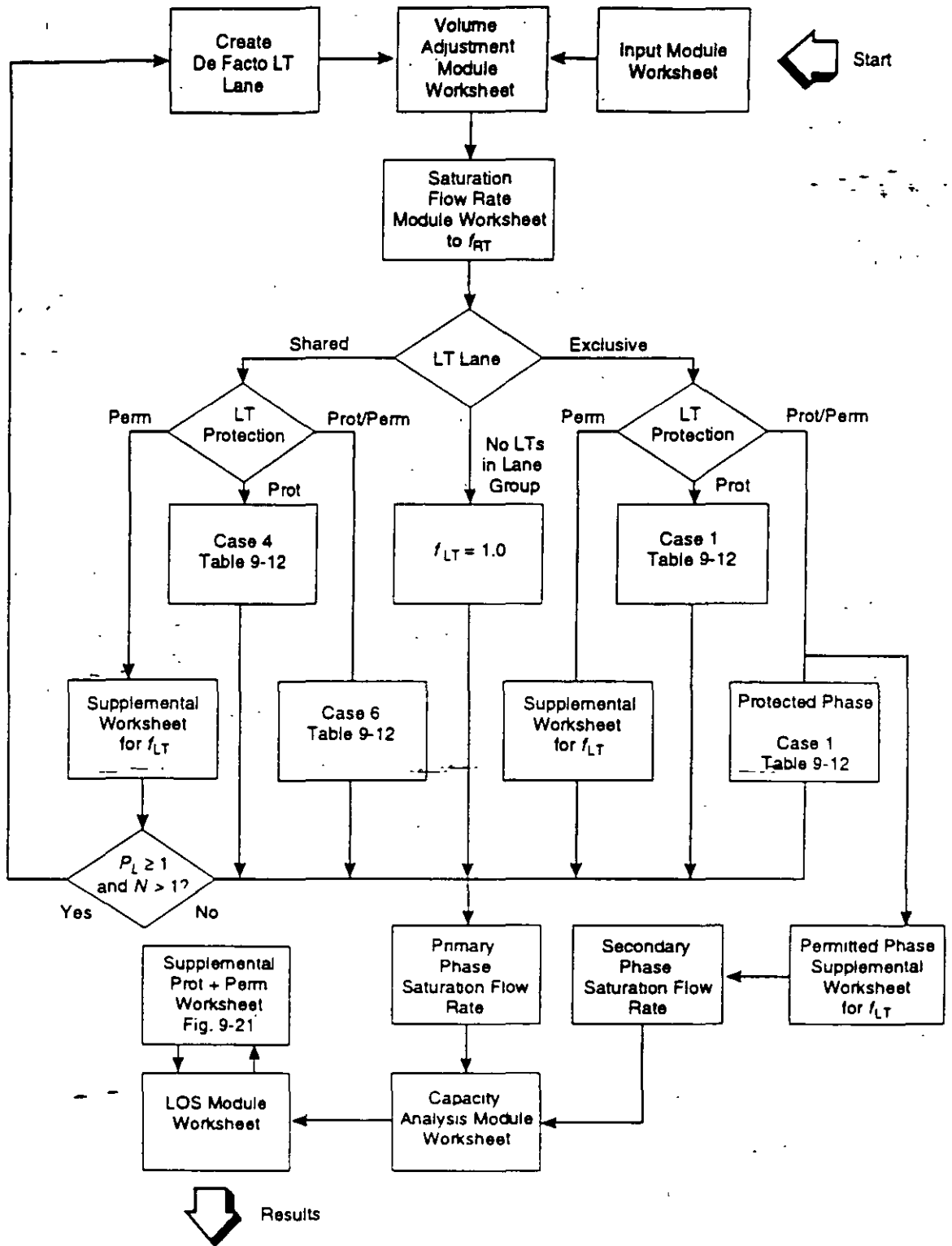


Figure 9-13. Worksheet information flow (RT = right turn, LT = left turn, Prot = protected; Perm = permitted.)

INPUT MODULE WORKSHEET

Intersection: _____ Date: _____

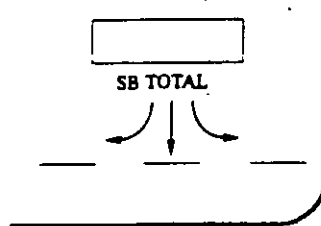
Analyst: _____ Time Period Analyzed: _____ Area Type: CBD Other

Project No.: _____ City/State: _____

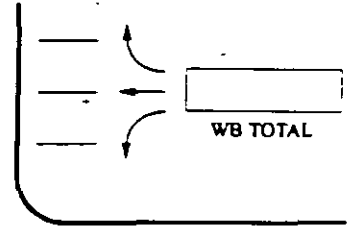
VOLUME AND GEOMETRICS



NORTH



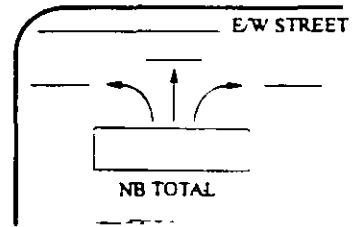
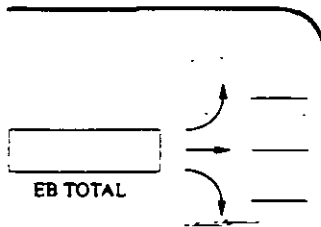
N/S STREET



LOST TIME PER PHASE (sec.):

IDENTIFY IN DIAGRAM:

- 1 Volumes
- 2 Lanes, lane widths
- 3 Movements by lane
- 4 Parking (PKG) locations
- 5 Bay storage lengths
- 6 Islands (physical or painted)
- 7 Bus stops



TRAFFIC AND ROADWAY CONDITIONS

Approach	Grade (%)	% HV	Adj. Pkg. Lane		Buses (N _b)	PHF	Conf. Peds. (peds./hr)	Pedestrian Button		Arr Type
			Y or N	N _a				Y or N	Min. Timing	
EB										
WB										
NB										
SB										

Grade: + up, - down
 HV veh. with more than 4 wheels
 N_a pkg. maneuvers/hr

N_b buses stopping/hr
 PHF peak-hour factor
 Conf Peds.: Conflicting peds./hr

Min. Timing: min green for pedestrian crossing
 Arr. Type: Type 1-6, or P

PHASING

D I A G R A M									
---------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Timing	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =
--------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Protected or Actuated

Protected turns
 Permitted turns
 Pedestrian
 Cycle Length _____ Sec

When data for some of these variables are not available or forecasts cannot be adequately established, default values may be used as an approximation. These may be established by judgment, or the default values in Table 9-3 may be used when they cannot be established by other means.

Step 4: Enter Signal Design

The sequence of signal phases is diagrammed in the eight boxes at the bottom of the Input Module Worksheet. Up to an eight-phase signal design may be shown. Each box is used to show a single phase or subphase during which the allowable movements remain constant.

1. For each phase, the allowable movements are shown with arrows. Permitted turns are shown with a dashed arrow, and protected turns are shown with solid arrows. Conflicting pedestrian flows should be shown with dashed lines.

2. For each phase, the actual green (G) time and the actual yellow-plus-all-red (Y + AR) times should be shown (in seconds) on the line labeled "Timing."

3. Each phase should be identified as premeasured (P) or actuated (A) in the appropriate box.

When signal design is not known, two decisions should be made at this point: what type of control is going to be assumed for analysis, and what phase sequence will be used? These two questions are important, because they will influence the determination of lane groups for analysis. This portion of the signal design should be projected on the basis of state or local practice. For additional suggestions on establishing the type of control and phase sequence, Appendix II may be consulted.

The timing of the signal will not be known when signal design is to be established. It may or may not be known when actuated signals are in place, depending upon whether average phase durations were observed in the field. Appendix II contains recommendations for establishing phase times based upon an assumed signal type and phase sequence and for estimating the average phase lengths of actuated signals when observations are not available. These estimates, however, cannot be computed until the first half of the Capacity Analysis Module is complete. Other computations may proceed without this information.

Because the establishment of signal timing will usually involve iterative computations, it is preferable to simply specify a complete signal timing for analysis using trial-and-error computations to determine an appropriate final timing. As an alternative, the timing plan may be synthesized using the planning method described previously. If a fully-implementable timing plan is required, a variety of professionally accepted signal timing optimization models may be used. Some of these models apply the methodology of this chapter iteratively.

Volume Adjustment Module

The second major analysis module focuses on (a) adjustment of hourly movement volumes to flow rates for a peak 15-min period within the hour, (b) establishment of lane groups for analysis, and (c) adjustment of demand flows to reflect lane distribution. The Volume Adjustment Module results in the preparation of demand flows in a form amenable to further analysis and provides values used in subsequent analysis modules. A worksheet for volume adjustment computations is shown in Figure 9-15.

Step 1: Enter Hourly Volumes

Hourly movement volumes are entered in Column 3 of the worksheet. These are taken directly from the intersection diagram on the Input Module Worksheet.

Step 2: Convert Hourly Volumes to Peak Flow Rates

The peak hour factor (PHF) for each movement is entered in Column 4. Hourly volumes are divided by the PHF to compute peak flow rates:

$$v_p = V/PHF$$

where v_p is the flow rate for the peak 15-min analysis period. The result is entered in Column 5 of the worksheet.

Step 3: Establish Lane Groups for Analysis

Lane groups for analysis should be established on the basis of recommendations cited in Section II, *Methodology*. Exclusive turn lanes are always established as separate lane groups. Where shared left-turn and through lanes exist on an approach with additional lanes for through traffic, they should be checked to determine whether they operate in a shared equilibrium mode or as de facto left-turn lanes. This check involves determining the proportion of left turns in the shared lane. If this value equals or exceeds 1.0, the shared lane should be considered an exclusive left-turn lane. The proportion of left turns in the shared lane will be determined later as a part of the Saturation Flow Rate Module.

Lane groups are shown in Column 6 of the worksheet by entering arrows illustrating the lanes and movements included in the group. Permitted turning movements are shown with dashed arrows, and protected turning movements are shown with solid arrows. When a turn has a protected and a permitted phase, both types of arrows should be shown.

Step 4: Enter Lane Group Flow Rate

Once lane groups have been established, the flow rates for included movements must be entered in Column 7 of the worksheet as the lane group flow rate, v_g .

Step 5: Enter Number of Lanes in Lane Group

The number of lanes in each lane group is entered in Column 8.

Step 6: Enter Lane Utilization Factor

The lane utilization factor for each lane group, if used, is found from field data or Table 9-4 and entered in Column 9. It is based on the number of lanes in the lane group and accounts for unequal use of available lanes by vehicles.

Step 7: Compute Adjusted Lane Group Flow Rate

The adjusted lane group flow rate is computed as

$$v = v_g U$$

where v is the adjusted flow rate for the lane group (see Equation 9-10). The result is entered in Column 10.

Step 8: Enter Proportion of Left or Right Turns in Lane Group

Column 11 is provided for entering the proportion of left or

VOLUME ADJUSTMENT MODULE WORKSHEET

1 Appr.	2 Mvt.	3 Mvt. Volume (vph)	4 Peak Hour Factor PHF	5 Flow Rate v_s (vph) [3]/[4]	6 Lane Group	7 Flow Rate in Lane Group v_s (vph)	8 Number Of Lanes N	9 Lane Utilization Factor U Table 9-4	10 Adj. Flow v (vph) [7]*[9]	Prop. of LT or RT P_{LT} or P_{RT}
EB	LT									
	TH									
	RT									
WB	LT									
	TH									
	RT									
NB	LT									
	TH									
	RT									
SB	LT									
	TH									
	RT									

Figure 9-15. Volume Adjustment Module Worksheet.

right turns, or both, in the lane group demand. These values may be computed as

$$P_{LT} = v_{LT}/v$$

$$P_{RT} = v_{RT}/v$$

where P_{LT} and P_{RT} are the proportions of left- and right-turning vehicles using the lane group, expressed as a decimal. Left- and right-turn flow rates are obtained from Column 5 of the worksheet, and the total lane group flow rate is given in Column 7

Saturation Flow Rate Module

In the Saturation Flow Rate Module, the total saturation flow rate that can be accommodated by the lane group under prevailing conditions is computed. A worksheet for this module is shown in Figure 9-16.

Step 1: Enter Description of Lane Groups

Column 2 of the worksheet is used to identify the lanes and

movements included in each lane group. These are the same as the entries in the Column 6 of the Volume Adjustment Module Worksheet, where lane groups are established.

Step 2: Enter Ideal Saturation Flow Rate

The ideal saturation flow rate per lane is entered in Column 3 of the worksheet. For most computations, this value will be taken to be 1,900 passenger cars per hour of green time per lane (pcphgpl), unless local data indicate that another value is appropriate. Appendix IV contains guidelines for conducting local studies to determine the prevailing saturation flow rate for purposes of calibrating the ideal saturation flow rate.

Step 3: Enter Adjustment Factors

The ideal saturation flow rate is multiplied by the number of lanes in the lane group and by nine separate adjustment factors, as follows:

1. Enter the number of lanes in the lane group in Column 4 of the worksheet.

SATURATION FLOW RATE MODULE WORKSHEET

1 Appr.	2 Lane Group Mvt.	3 Ideal Sat. Flow (pcphgpl)	4 No. of Lanes N	ADJUSTMENT FACTORS								13 Adj. Sat Flow Rate s (vphg)	
				5 Lane Width f_w Table 9-5	6 Heavy Veh f_{HV} Table 9-6	7 Grade f_g Table 9-7	8 Pkg. f_p Table 9-8	9 Bus Blockage f_b Table 9-9	10 Area Type f_a Table 9-10	11 Right Turn f_{RT} Table 9-11	12 Left Turn f_{LT} Table 9-12		
EB													
WB													
NB													
SB													

Figure 9-16 Saturation Flow Rate Module Worksheet.

2. Enter the lane width factor, f_w , obtained from Table 9-5, in Column 5.
3. Enter the heavy vehicle factor, f_{HV} , obtained from Table 9-6, in Column 6.
4. Enter the grade factor, f_g , obtained from Table 9-7, in Column 7.
5. Enter the parking factor, f_p , obtained from Table 9-8, in Column 8.
6. Enter the bus blockage factor, f_{bb} , obtained from Table 9-9, in Column 9.
7. Enter the area type factor, f_a , obtained from Table 9-10, in Column 10.
8. Enter the right-turn factor, f_{RT} , obtained from Table 9-11, in Column 11.
9. Enter the left-turn factor, f_{LT} , obtained from Table 9-12 or computed using the special procedure described in Section II, *Methodology*, for permitted left turns made from exclusive or shared lanes, in Column 12.

Factors for each lane group are determined separately from the prevailing conditions for the lane group. Information for these determinations is taken from the Input Module Worksheet. The proportion of left or right turns, or both, is taken from the last column of the Volume Adjustment Module Worksheet.

Determination of right-turn factors for protected-plus-permitted phasing will require an assumption of the proportion of right-turning vehicles using the protected portion of the phase. This is basically judgmental and should be guided by field observations where possible.

Step 4: Special Procedure for Estimating the Left-Turn Adjustment Factor for Permitted Left Turns

Figures 9-17 and 9-18 show worksheets that are used in the computation of the left-turn adjustment factor when permitted left turns are made. These worksheets are applied to the permitted portion in all cases of permitted left turns, including permitted-only and protected-plus-permitted phasing, whether made from an exclusive or shared lane. Figure 9-17 is used in cases in which the subject approach is opposed by an approach with more than one lane. Figure 9-18 is used in cases in which the subject approach is opposed by a single-lane approach.

The basic methodology for each worksheet assumes that the subject approach is a multilane approach if the opposing approach is a multilane approach (Figure 9-17) and that the subject approach is a single-lane approach if the opposing approach is a single-lane approach (Figure 9-18). For cases in which the two approaches are not of the same type as well as cases of protected-plus-permitted phasing and a phasing in which the opposing through movement has a lead phase, the worksheets may still be used, but the special instructions cited in Section II, *Methodology*, must be followed carefully.

There is a column for each approach on the worksheets, although only those approaches with permitted left-turn conditions would be included. Since the worksheets are quite similar, they are discussed together here, noting the exceptions and differences where appropriate.

The first set of entries consists of input variables that should be entered directly from values appearing on previous worksheets, as follows:

1. The cycle length is entered from the Input Module Worksheet.

2. The actual green time for the permitted phase is entered from the Input Module Worksheet. If the permitted phase is part of a protected-plus-permitted phasing or the opposing approach has a lead phase, see the special instructions in Section II, *Methodology*.

3. The effective green time for the permitted phase is entered. This is generally the actual green time (above) from the Input Module Worksheet plus the yellow time minus the movement's lost time. If the permitted phase is part of a protected-plus-permitted phasing or the opposing approach has a lead phase, see the special instructions in Section II, *Methodology*.

4. The effective green time for the opposing approach is entered for the permitted phase. This is generally the actual green time from the Input Module Worksheet plus the yellow time minus the movement's lost time. If the permitted phase is part of a protected-plus-permitted phasing or the opposing approach has a lead phase, see the special instructions in Section II, *Methodology*.

5. The number of lanes in the subject lane group is entered from the Input Module Worksheet. If the left turn is opposed by a multilane approach (Figure 9-17), the number of lanes in the opposing lane group is entered from the Input Module Worksheet as well. If left or right turns are made from exclusive turn lanes on the opposing approach, these lanes are not included in the number of opposing lanes.

6. The adjusted left-turn flow rate is entered from the Volume Adjustment Module Worksheet.

7. The proportion of left turns in the lane group is entered from the Volume Adjustment Module Worksheet. When an exclusive left-turn lane group is involved, $P_{LT} = 1.0$. If the left turn is opposed by a single-lane approach (Figure 9-18), the proportion of left turns in the opposing flow is entered from the Volume Adjustment Module Worksheet.

8. The adjusted opposing flow rate is entered from the Volume Adjustment Module Worksheet. If left or right turns are made from exclusive turn lanes on the opposing approach, these adjusted volumes are not included in the opposing flow rate.

9. The lost time per phase is entered from the Input Module Worksheet.

The equations used in subsequent computations are shown on the remaining rows of the worksheet; these equations are based on the input variables that have been entered above. Some of these computations deserve some further discussion, as follows.

- The opposing platoon ratio R_p may be determined in two different ways. If the arrival type of the opposing traffic appears on the Input Module Worksheet, the default platoon ratio from Table 9-2 is used. If the proportion of arrivals on green appears on the Input Module Worksheet, Equation 9-7 based on the g/C ratio is used instead.

- The equation shown for g_l in Figure 9-17 assumes that the subject approach is a multilane approach like the opposing approach. If the subject approach is a single-lane approach, the equation for g_l from Figure 9-18, which assumes a single-lane approach, should be used. Conversely, the equation shown for g_l in Figure 9-18 assumes that the subject approach is a single-lane approach like the opposing approach. If the subject approach is a multilane approach, the equation for g_l from Figure 9-17, which assumes a multilane approach, should be used. In either case, if the subject lane group is an exclusive left-turn lane, then $g_l = 0$.

- For multilane lane groups (Figure 9-17), P_L is computed as the proportion of left turns in the left-hand lane of the lane group

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PERMITTED LEFT TURNS *** For Use Where the Subject Approach is Opposed by a Multilane Approach ***				
APPROACH	EB	WB	NB	SB
Enter Cycle Length, C				
Enter Actual Green Time For Lane Group, G				
Enter Effective Green Time For Lane Group, g				
Enter Opposing Effective Green Time, g _o				
Enter Number of Lanes in Lane Group, N				
Enter Number of Opposing Lanes, N _o				
Enter Adjusted Left-Turn Flow Rate, v _{LT}				
Enter Proportion of Left Turns in Lane Group, P _{LT}				
Enter Adjusted Opposing Flow Rate, v _o				
Enter Lost Time per Phase, t _l				
Compute Left Turns per Cycle: LTC = v _{LT} C/3600				
Compute Opposing Flow per Lane, Per Cycle: v _{oc} = v _o C/(3600 N _o)				
Determine Opposing Platoon Ratio, R _{oo} (Table 9-2 or Eq (9-7))				
Compute g _o ** = G exp (-0.882 LTC ^{0.712}) - t _l , g _o ≤ g				
Compute Opposing Queue Ratio: qr _o = 1 + R _{oo} (g _o /C)				
Compute g _o using equation 9-17, g _o ≤ g				
Compute g _u : g _u = g - g _o if g _o ≥ g, g _u = g - g, if g _o < g.				
Compute f _o = (875 + 0.625 v _o)/1000, f _o ≥ 0				
Compute P _{LT} † = P _{LT} [1 + ((N-1)g/(f _o g _u + 4.5))]				
Determine E _{LT} (Figure 9-7)				
Compute f _{min} = 2(1 + P _{LT})/g				
Compute f _m : f _m = (g _o /g) + (g _u /g)[1/(1 + P _{LT} (E _{LT} - 1))] min = f _{min} ; max = 1.00				
Compute f _{LT} ‡ = [f _m + 0.91 (N-1)]/N				

** For special case of single-lane approach opposed by multilane approach, see text.

† If P_{LT} ≥ 1 for shared left-turn lanes with N > 1, then assume de facto left-turn lane and redo calculations.

‡ For permitted left turns with multiple exclusive left-turn lanes f_{LT} = f_m.

Figure 9-17 Supplemental Worksheet for Permitted Left Turns, Multilane Approach.

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PERMITTED LEFT TURNS				
*** For Use Where the Subject Approach is Opposed by a Single Lane Approach ***				
APPROACH	EB	WB	NB	SB
Enter Cycle Length, C				
Enter Actual Green Time for Lane Group, G				
Enter Effective Green Time for Lane Group, g				
Enter Opposing Effective Green Time, g _o				
Enter Number of Lanes in Group, N				
Enter Adjusted Left-Turn Flow Rate, v _{LT}				
Enter Proportion of Left Turns in Lane Group, P _{LT}				
Enter Proportion of Left Turns in Opposing Flow, P _{LT_o}				
Enter Adjusted Opposing Flow Rate, v _o				
Enter Lost Time Per Phase, t _L				
Compute Left Turns per Cycle: LTC = v _{LT} C/3600				
Compute Opposing Flow per Lane, per Cycle: v _{ok} = v _o C/3600				
Determine Opposing Platoon Ratio, R _{po} (Table 9-2 or Eq [9-7])				
Compute g _r ** = G exp (-0.860 LTC ^{0.629}) - t _L g _r ≤ g				
Compute Opposing Queue Ratio: qr _o = 1 - R _{po} (= v _o /C)				
Compute g _q = 4.943 v _{ok} ^{0.762} qr _o ^{1.061} - t _L g _o ≤ g				
Compute g _u : g _u = g - g _q if g _q ≥ g _r g _u = g - g _r if g _q < g _r				
Compute n = (g _q - g _r)/2, n ≥ 0				
Compute P _{THo} ⁻ = 1 - P _{LT_o}				
Determine E _{L1} (Figure 9-7)				
Compute E _{L2} = (1 - P _{THo} ⁻)/P _{LT_o}				
Determine f _{min} = 2(1 + P _{LT})/g				
Compute f _{LT} ** = f _m = [g/g] + [(g _q -g _r /g)[1/(1 + P _{LT} (E _{L2} -1))] + [g _r /g][1/(1 + P _{LT} (E _{L1} -1))] min = f _{min} ; max = 1.00				

** For special case of multilane approach opposed by single-lane approach or when g_r > g_q, see text.

Figure 9-18. Supplemental Worksheet for Permitted Left Turns: Single-Lane Approach.

If this value is determined to be 1.0 or higher, the lane groups for the approach should be reassigned showing this left-hand lane as an exclusive left-turn lane (a de facto left-turn lane), since it is occupied entirely by left-turning vehicles. This requires redoing all of the computations for this approach. If a multilane lane group is opposed by a single-lane approach, Figure 9-18 should be used, but a value of P_L should be estimated and substituted for P_{LT} , as described in Section II, *Methodology*. In this case, the same de facto left-turn check should be applied.

- Figure 9-7 is used to determine the value of E_{L1} based on the opposing flow rate, the signal phasing of the subject approach, the type of left-turn lane, and the number of opposing lanes. For the single-lane approach (Figure 9-18), E_{L1} is computed by formula, not by Figure 9-7.

- The value of f_m is computed as shown. The maximum value is 1.0 and the minimum value is $2(1 + P_L)/g$. These limits are used if the computed value falls outside this range.

- The left-turn adjustment factor, f_{LT} , is computed as shown. For a single-lane lane group, $f_{LT} = f_m$. If a multilane lane group is opposed by a single-lane approach, Figure 9-18 is used, but f_{LT} is calculated on the basis of f_m and the number of lanes as shown in Figure 9-17 except when the subject lane group contains multiple exclusive left-turn lanes.

Step 5: Compute Adjusted Saturation Flow Rates

The adjusted saturation flow rate for each lane group is computed by multiplying the ideal saturation flow rate by the number of lanes in each lane group and by each of the nine adjustment factors determined in Step 3. This is done in accordance with Equation 9-12:

$$s = s_o N f_m f_{NV} f_g f_p f_m f_e f_{ST} f_{LT}$$

Capacity Analysis Module

In the Capacity Analysis Module information and computational results from the first three modules are combined to compute the capacity of each lane group and v/c ratios for each lane group and for the intersection as a whole. A worksheet for these computations is shown in Figure 9-19.

Step 1: Enter Lane Group Description

Column 1 of the worksheet is once again for the description of lane groups. Lanes and movements included in each lane group are entered as on the Saturation Flow Rate Module Worksheet. (Reference to separate analyses of protected and permitted portions of combined phases is deleted.)

Step 2: Enter Phase Type

Column 2, Phase Type, is included to accommodate exclusive lane left turns that have both protected and permitted phases. In this case, the protected phase will be the primary phase and the permitted phase will be the secondary phase. The primary and secondary phases must be represented by separate row entries on this worksheet, and certain quantities such as lane group capacity

must be computed as the sum of the primary and secondary phase values. Primary phase entries should be designated "P" in this column. Secondary phase entries should be designated "S," and the row containing the total values should be designated "T." Note that lane groups with shared left-turn lanes have only a primary phase, as do lane groups with only protected or permitted phasing.

Step 3: Enter Adjusted Flow Rate for Each Lane Group

The adjusted flow rate for each lane group is obtained from the Volume Adjustment Module Worksheet and entered in Column 3 of the worksheet. In the case of lane groups with both primary and secondary phases, the flow rate for the lane group should be entered in a row identified "T" in Column 2. For computation of the critical v/c ratio, X_c , it is necessary to apportion the total flow rate between the primary and secondary phases. As indicated in Section II, *Methodology*, it is appropriate to consider whichever phase is displayed first to be fully saturated by left-turn traffic and to apply any residual flow to the phase that is displayed second.

Step 4: Enter Adjusted Saturation Flow Rate for Each Lane Group

The adjusted saturation flow rate for the primary phase for each lane group is obtained directly from the Saturation Flow Rate Module Worksheet and entered in Column 4. It is not necessary to enter a saturation flow rate value in Row T when a secondary phase is involved, because this value has no significance.

Step 5: Compute Flow Ratio for Each Lane Group

The flow ratio for each lane group is computed as v/s and entered in Column 5 of the worksheet. This should be done for rows representing both primary and secondary phases but not for the row that represents the total.

Step 6: Enter Green Ratio for Each Lane Group

The g/C ratio for each lane group, the effective green time divided by the cycle length, is computed and entered in Column 6 of the worksheet. The actual green times and the cycle length may be obtained from the Input Module Worksheet. Effective green times can be taken to be equal to the actual green time plus the change and clearance interval minus the lost time per phase, also entered on the Input Module Worksheet. When signal timing is to be determined for cases involving permitted left turns, these computations will be iterative.

Step 7: Compute Capacity of Each Lane Group

The capacity of each lane group is computed from Equation 9-1 as the saturation flow rate times the green ratio:

$$c_i = s_i(g_i/C)$$

The result is entered in Column 7 of the worksheet. Values should be computed for both primary and secondary phases, and the sum of the values for each phase should be entered in the row designated "T" in Column 2.

A minimum capacity value based on two sneakers per cycle must be imposed as a practical matter for all permitted left-turning movements. This value may be computed as

$$\frac{3600(1 + P_L)}{C}$$

CAPACITY ANALYSIS MODULE WORKSHEET

1 Lane Group Mov'ts	2 Phase Type (P,S,T)	3 Adj. Flow Rate (v)	4 Adj. Sat. Flow Rate (s)	5 Flow Ratio (v/s) [3]/[4]	6 Green Ratio g/C	7 Lane Group Capacity (c) [4]x[6]	8 Lane Group v/c Ratio (X) [3]/[7]	9 Critical Lane Grp. [*]

1 Permitted left turns subject to minimum capacity of $(1 + P) (3500/C)$ in column 7

Cycle length, C _____ sec $x = Y \times C / (C-L) =$ _____

Lost Time per Cycle, L _____ sec

$Y = \text{Sum } (v/s)_a =$ _____

Figure 9-19 Capacity Analysis Module Worksheet.

Step 8: Compute v/c Ratios for Each Lane Group

The v/c ratio for the lane group is the ratio of adjusted flow to capacity:

$$X_i = v/c_i$$

These values are computed and entered in Column 8 of the worksheet. Entries should be made for all rows, including those designated "P," "S," and "T," in Column 2.

Step 9: Identify Critical Lane Groups

At this point in the computations, critical lane groups and lost time per cycle may be identified according to the guidelines discussed in Section II, *Methodology*. A critical lane group is defined as the lane group with the highest flow ratio in each phase or set of phases. When overlapping phases exist, all possible combinations of critical lane groups must be examined for the combination producing the highest sum of flow ratios, as discussed previously. Critical lane groups are identified by a check placed in Column 9 of the worksheet. The lost time per cycle is entered as the value *L* in the appropriate space at the bottom of the worksheet.

Step 10: Compute Critical v/c Ratio

The flow ratios for critical lane groups (i.e., those checked in Column 9) are summed. The result is entered as the value *Y* in the appropriate space at the bottom of the worksheet.

The critical v/c ratio, X_c , which indicates the degree of saturation associated with the geometrics, volumes, and signal phasing, is computed as

$$X_c = Y [C/(C - L)]$$

The results are entered in the appropriate space at the bottom of the worksheet.

At the completion of this module, the capacity characteristics of the intersection have been defined. These characteristics must be evaluated in their own right as well as in conjunction with the delays and levels of service resulting from the next module. Although the interpretation of capacity results is discussed in Section II, *Methodology*, some key points are summarized here:

1. A critical v/c ratio of greater than 1.0 indicates that the signal and geometric design cannot accommodate the combination of critical flows at the intersection. The actual or projected demand in these movements exceeds the capacity of the intersection to handle them. The condition can be ameliorated by any or all of the following: increased cycle length, changes in the phasing plan, and basic changes in geometrics.

Note, however, that computations should be conducted using arrival volumes. When the v/c ratios are less than 1.0, arrival and departure volumes are the same. When v/c ratios are greater than 1.0, either for an individual phase or for the overall intersection, departure volumes are less than arrival volumes. Future volume forecasts are also arrival volumes, by definition. When counts of actual departure volumes are used in analysis, the actual v/c ratio cannot be greater than 1.0. Observed departure volumes cannot exceed capacity. In such cases, computations should be checked

for errors. If v/c ratios of greater than 1.0 persist, it is an indication that the intersection operates more efficiently than anticipated by these computational techniques.

2. When the critical v/c ratio is acceptable but the v/c ratios for critical lane groups vary widely, the green time allocation should be reexamined, because disproportionate distribution of available green is indicated.

3. If permitted left turns result in extreme reductions in saturation flow rate for applicable lane groups, protected phasing might be considered.

4. If the critical v/c ratio exceeds 1.0, it is unlikely that the existing geometric and signal design can accommodate the demand. Changes in either or both should be considered.

5. When v/c ratios are unacceptable and signal phasing already includes protective phasing for significant turning movements, it is probable that geometric changes will be required to ameliorate the condition.

The capacity of an intersection is a complex variable depending upon a large number of prevailing traffic, roadway, and signalization conditions. Suggestions on interpretation are not meant to be exhaustive or complete, but merely to point out some of the more common problems that can be identified from the Capacity Analysis Module results.

LOS Module

The LOS Module combines the results of the Volume Adjustment, Saturation Flow Rate, and Capacity Analysis modules to find the average stopped-time delay per vehicle in each lane group. The level of service is directly related to delay and is found from Table 9-1. The worksheet for this module is shown in Figure 9-20.

Delay is found from Equations 9-23 through 9-25, presented in Section II. These equations are restated below for convenience

$$d = d_1 DF + d_2 \quad (9-23)$$

$$d_1 = 0.38C[1 - (g/C)]^2 / \{1 - (g/C)[\text{Min}(X, 1.0)]\} \quad (9-24)$$

$$d_2 = 173X^2\{(X - 1) + [(X - 1)^2 + mX/c]^{0.5}\} \quad (9-25)$$

The worksheet is designed for computation of the uniform and incremental delay terms separately. The uniform delay is then multiplied by the delay adjustment factor (*DF*) to account for the impact of progression and control type on delay.

The values of *DF* and *m* are obtained from Table 9-13.

Step 1: Enter Lane Group Description

As in the case of previous worksheets, Column 1 is used to enter the description of the lanes and movements included in the lane group. This description will be the same as that shown on the Volume Adjustment Module Worksheet.

Step 2: Find Uniform Delay

The first term of the delay equation (Equation 9-24) accounts for uniform delay, that is, the delay that results in a lane group

LOS MODULE WORKSHEET

Cycle	sec	First Term Delay			Second Term Delay			Lane Group		Approach		
		1 Lane Group Movements	2 v/c Ratio X	3 Green Ratio g/C	4 Uniform Delay d ₁ sec/veh	5 Delay Adj. Factor DF	6 Lane Grp. Capacity C vph	7 d ₂ Cal. Term m	8 Incremental Delay d ₂ sec/veh	9 Delay {4}x{5} +{8} sec/veh	10 LOS	11 Delay sec/veh
EB												
WB												
NB												
SB												

Intersection Delay _____ sec/veh Intersection LOS _____

Figure 9-20 LOS Module Worksheet.

if arrivals are uniformly distributed and if no cycles experience oversaturation. It is dependent upon the v/c ratio (X) for the lane group, the green ratio (g/C) for the lane group, and the cycle length (C), which is entered at the top of the worksheet. It is found as follows:

1. Enter the v/c ratio for each lane group in Column 2 of the worksheet. These may be obtained from the Capacity Analysis Module Worksheet.
2. In Column 3 enter the green ratio for each lane group from the Capacity Analysis Module Worksheet.
3. Compute the first-term delay and enter the result in Column 4.

a. For lane groups with only primary phases indicated on the Capacity Analysis Module Worksheet, compute this value in accordance with Equation 9-24.

b. For lane groups with both primary and secondary phases indicated on the Capacity Analysis Module Worksheet, use the supplemental worksheet for lane groups with primary and secondary phases presented in Figure 9-21 (see discussion in the next section).

Step 3 Determine the Delay Adjustment

The delay adjustment factor, DF, as indicated in Table 9-3, will be assigned a value of 0.85, 1.0, or the progression adjustment

6.011

SUPPLEMENTAL UNIFORM DELAY WORKSHEET FOR LEFT TURNS WITH PRIMARY AND SECONDARY PHASES

INPUT DATA:		EBLT	WBLT	NBLT	SBLT
Adj. LT vol from Vol. Adjustment Worksheet,	v	_____	_____	_____	_____
v/c ratio from Capacity Worksheet,	X	_____	_____	_____	_____
Signal timing intervals:					
Primary phase effective green	g	_____	_____	_____	_____
Secondary phase green intervals	g _s	_____	_____	_____	_____
(From Supplemental Permitted LT Worksheet)	g _v	_____	_____	_____	_____
Cycle length, C _____ Red (C-g-g _s -g _v)	r	_____	_____	_____	_____
Arrival and Departure rates (veh/sec)					
Arrivals: v/(3600(max(X, 1.0)))	q _v	_____	_____	_____	_____
Primary ph. departures: s/3600	s _p	_____	_____	_____	_____
Secondary ph. departures: s(g _s + g _v)/(g _v x3600)	s _s	_____	_____	_____	_____
COMPUTATIONS					
	Protected + Permitted (Leading Lefts)	Permitted + Protected (Lagging Lefts)			
X _{perm}	q _v (g _s + g _v)/s _p g _v	q _v (r + g _s + g _v)/s _p g _v	_____	_____	_____
X _{pro}	q _v (r + g)/s _p g	N/A	_____	_____	_____
CASE					
1. X _{perm} ≤ 1.0 & X _{pro} ≤ 1.0		4. X _{perm} ≤ 1.0			
2. X _{perm} ≤ 1.0 & X _{pro} > 1.0		5. X _{perm} > 1.0			
3. X _{perm} > 1.0 & X _{pro} ≤ 1.0					
Uniform queue sizes at transition points					
Queue at beginning of green arrow	Q _g	_____	_____	_____	_____
Queue at beginning of unsaturated green	Q _u	_____	_____	_____	_____
Residual queue	Q _r	_____	_____	_____	_____
Uniform delay from formulas below	d _u	_____	_____	_____	_____
CASE	Q _g	Q _u	Q _r	DELAY FORMULAS	
1.	q _v r	q _v g _s	0	d _u = [.38/(q _v C)] [rQ _g + Q _u ² /(s _p -q _v) + g _s Q _u + Q _r ² /(s _p -q _v)]	
2.	q _v r	Q _u + q _v g _s	Q _u - g _s (s _p -q _v)	d _u = [.38/(q _v C)] [rQ _g + g _s (Q _u + Q _u) + g _s Q _u (Q _u + Q _u) + Q _r ² /(s _p -q _v)]	
3.	Q _u + q _v r	q _v g _s	Q _u - g _s (s _p -q _v)	d _u = [.38/(q _v C)] [g _s Q _u + g _s (Q _u + Q _u) + r(Q _u + Q _u) + Q _r ² /(s _p -q _v)]	
4.	0	q _v (r + g _s)	0	d _u = [.38/(q _v C)] [(r + g _s)Q _u + Q _r ² /(s _p -q _v)]	
5.	Q _u - g _s (s _p -q _v)	q _v (r + g _s)	0	d _u = [.38/(q _v C)] [(r + g _s)Q _u + g _s (Q _u + Q _u) + Q _r ² /(s _p -q _v)]	

Figure 9-21. Supplemental Uniform Delay Worksheet for Left Turns from Exclusive Lanes with Primary and Secondary Phases.

factor, PF . The value of PF is obtained from Table 9-13 as a function of the arrival type and g/C ratio for lane groups with coordinated, nonactuated phases (pretimed or semiactuated control). If the value of P (i.e., the proportion of vehicles arriving on the green) is used in lieu of the arrival type, PF may be computed as

$$PF = \frac{(1 - P)f_p}{1 - (g/C)} \quad (9-26)$$

where $f_p = 0.93$ for Arrival Type 2, 1.15 for Arrival Type 4, and 1.0 for all other arrival types.

Because f_p is greater than 1.0 for Arrival Type 4, it is possible to compute a value of PF greater than 1.0 using this equation when g/C is very low. Because Arrival Type 4 reflects "favorable progression," the value of PF should be reduced to 1.0 under this condition.

Enter the value of DF in Column 5 of the worksheet.

Step 4: Find Incremental Delay

The second term of the delay equation accounts for the "incremental delay," that is, the delay over and above uniform delay due to arrivals' being random rather than uniform and due to cycles that fail. It is based on the w/c ratio (X) and the capacity (c) for the lane group. Incremental delay is found as follows:

1. Enter the lane group capacity in Column 6 of the worksheet.
2. Determine the incremental delay calibration factor (m) from Table 9-13. This value is a function of the arrival type. If a measured or estimated value of P was used in lieu of the arrival type in the computation of PF , the arrival type may be determined from Table 9-2. In this case, the platoon ratio, R_p , must first be estimated by $R_p = PC/g$. Enter the value of m in Column 7.
3. Compute the second-term delay from Equation 9-25. Enter the result in Column 8.

Step 5: Find Delay and Level of Service for Each Lane Group

Delay and level of service are found by multiplying the uniform delay by the uniform delay adjustment factor and adding the result to the incremental delay, in accordance with Equation 9-23. The result is entered in Column 9 of the worksheet. The level of service corresponding to this delay, taken from Table 9-1, is entered in Column 10.

Step 6: Find Delay and Level of Service for Each Approach

The average delay per vehicle is found for each approach by adding the product of the lane group flow rate and the delay for each lane group on the approach and dividing by the total approach flow rate. The weighted-average delay is entered in Column 11 of the worksheet for each approach. Level of service is determined from Table 9-1 and entered in Column 12.

Step 7: Find Delay and Level of Service for Intersection

The average delay per vehicle for the intersection as a whole is found by adding the product of the approach flow rate and the approach stopped delay for all approaches and dividing the sum by the total intersection flow rate. This weighted-average delay is entered in the appropriate space at the bottom of the worksheet. The overall intersection level of service is found from Table 9-1 and entered in the appropriate space at the bottom of the worksheet.

The result of this module is an estimation of the average stopped-time delay per vehicle in each lane group as well as average values for each approach and for the intersection as a whole. Service is directly related to delay values and is assigned on a basis. LOS and delay values are best analyzed in conjunction with the results of the Capacity Analysis Module. Although the discussion below is clearly not exhaustive, some of the more common situations are as follows.

1. The level of service is an indication of the general acceptability of delay to drivers. It should be noted that this is somewhat subjective: what is acceptable in a large CBD is not necessarily acceptable in a less-dense environment.
2. When delay levels are acceptable for the intersection as a whole but are unacceptable for certain lane groups, the phase plan, allocation of green time, or both might be examined to provide for more efficient handling of the disadvantaged movement or movements.
3. When delay levels are unacceptable but w/c ratios are relatively low (Capacity Analysis Module), the cycle length may be too long for prevailing conditions, the phase plan may be inefficient, or both. It should be noted, however, that when signals are part of a coordinated system, the cycle length at individual intersections is determined by system considerations, and alterations at isolated locations may not be practical.
4. When both delay levels and w/c ratios are unacceptable, the situation is critical. Delay is already high, and demand is near or over capacity. In such situations, the delay may increase rapidly with small changes in demand. The full range of potential geometric and signal design improvements should be considered in the search for improvements in such cases.

Delay and level of service, like capacity, are complex variables depending on a wide range of traffic, roadway, and signalization conditions. The operational analysis techniques presented here are useful in estimating the performance characteristics of the intersection and in providing basic insights into probable causal factors.

These procedures do not, however, account for all possible conditions. The influences of such characteristics as specific curb-corner radii, intersection angle, combinations of grades on various approaches, odd geometric features (offset intersections, narrowing on the departure lanes, etc.), and other unusual site-specific conditions are not addressed in the methodology. Field studies may be conducted in such cases to determine delay directly (see Appendix III) and/or to calibrate the prevailing saturation flow rate (see Appendix IV).

Unusual delays may result from blockages, such as illegally parked or stopped vehicles or other factors. The analyst may also gain additional insights into intersection operations by observing them in the field in addition to making the analyses prescribed in this chapter. There are also a number of more complex and microscopic modeling techniques that could provide important supplementary analyses for problems that are beyond the scope of the methods described here.

Supplemental Uniform Delay Worksheet

Left turns from exclusive lanes that are allowed to proceed on both protected and permitted phases in the signal sequence should be treated as a special case for purposes of computing the average delay. Such movements are analyzed for both phases on the Capac-

ity Analysis Module Worksheet, on which the protected phase is identified as the primary phase and the permitted phase is identified as the secondary phase. This terminology will be continued in the following description of the Supplemental Uniform Delay Worksheet, which follows the procedures outlined in Section II, *Methodology*.

The worksheet is presented in Figure 9-21. Certain input data must first be obtained from other worksheets and entered here, namely, the adjusted left-turn volume from the Volume Adjustment Module Worksheet (Figure 9-15) and the v/c ratio, X , for the lane group, obtained from Row T, Column 8, on the Capacity Analysis Module Worksheet (Figure 9-19).

The following signal timing intervals must also be obtained from previous computations:

1. Primary-phase green, g , from the Capacity Analysis Module Worksheet (Figure 9-19);
2. Secondary-phase green intervals, g_p and g_s , from the supplemental worksheets for permitted left turns (Figure 9-17 or 9-18); and
3. Red time (in seconds), r , computed as $C - (g + g_p + g_s)$, where C is the cycle length (in seconds).

These values are entered in the appropriate rows on the worksheet. Note that extremely heavy opposing traffic may reduce g_s to zero, which means that all of the left turns on the permitted phase will be accommodated as sneakers. The effect of sneakers was approximated on the Saturation Flow Rate Module Worksheet (Figure 9-16) by imposing a lower limit on the value of f_{LT} . Because of the lower limit on f_{LT} , a lower limit must also be imposed on the value of g_s to be entered on the Supplemental Uniform Delay Worksheet. The necessary time should be transferred from g_p to g_s to ensure that the value of g_s does not fall below 4 sec.

The delay computations begin with determination of the arrival and departure rates in units of vehicles per second for compatibility with the remaining worksheet computations. The arrival rate is determined by dividing the left-turn volume, v , by 3600. This value must be adjusted to ensure that for purposes of uniform delay computation, the arrivals do not exceed the capacity of the intersection. If the v/c ratio, X , exceeds 1.0, the arrival rate must be divided by X , as indicated on the worksheet.

Two departure rates must be determined

1. The primary-phase departure rate, $s_p = s/3600$, where s is obtained from the Capacity Analysis Module Worksheet (Figure 9-19); and
2. The secondary-phase departure rate, s_s , which must be computed as

$$s_s = s(g_p + g_s) / (g_s \times 3600)$$

where s is the adjusted saturation flow rate for the secondary phase from the Capacity Analysis Module Worksheet (Figure 9-19) and the other values have already been determined as described above.

When g_s is very short, the secondary-phase departures will be mostly sneakers. Since sneakers move with very low headway, it is possible to have extremely high values of s_s . As a practical matter, the per-lane value of s_s should not exceed the ideal saturation flow rate for the lane group divided by 3600.

Next, the v/c ratios for the primary and secondary phases, X_{perm} and X_{prot} , must be determined from the equations given on the worksheet. Note that different equations are used for leading and lagging left-turn phases. Because of the adjustment of the arrival

rate performed in the last step, it will not be possible for both X_{perm} and X_{prot} to exceed 1.0. It will, however, be possible for one or the other to exceed 1.0. It is possible to define five separate cases for delay computation, depending on which of the X values exceed 1.0 and on the left-turn phasing (leading or lagging). The case number, 1-5, should now be determined and entered on the worksheet.

When the case number is known, the size of the queue at three transition points— Q_p , Q_s , and Q_r —may be determined from the formulas given at the bottom of the worksheet. When these values have been computed and entered on the worksheet in their respective rows, it is possible to determine the uniform delay, d_u , using the formulas given at the bottom of the worksheet. Note that the formula is different for each of the five cases.

PLANNING ANALYSIS

The planning analysis is intended for use in sizing the overall geometrics of the intersection or in identifying the general capacity sufficiency of an intersection for planning purposes. It is based on the sum of critical lane volumes and requires minimum input information, mainly the demand volumes and intersection geometrics. Three worksheets are provided for planning analysis. Figure 9-22 is the basic worksheet on which all input information is entered, and Figure 9-23 is the lane volume worksheet used to establish the individual lane volumes on each approach.

Figure 9-24 is the signal operations worksheet used to synthesize the signal timing plan and to determine the operational status of the intersection for planning purposes.

Worksheet Operations

The relationship between the lane volume worksheet (Figure 9-23) and the signal operations worksheet (Figure 9-24) is shown in Figure 9-25. Note that one lane volume worksheet is required for each of the four approaches. This will determine the equivalent hourly lane volume for each approach. The hourly volumes are then combined on the signal operations worksheet to determine the critical movement sum and the intersection status. Optionally, the cycle length and phase times may also be determined.

Computational Requirements

The computations must be based on the traffic volumes and lane configuration of each approach to the intersection. The steps in performing the analysis are as follows:

1. Determine the lane volumes for each movement. The detailed instructions for the lane volume worksheet describe this process.
2. Determine the type of left-turn protection for each direction. For planning applications, the actual left-turn protection should be used if known. A left turn is considered to be protected if it is able to proceed at some point in the cycle while the oncoming through movement is stopped. If the actual left-turn protection is unknown, a simple method will be presented later for determining an appropriate choice.
3. From six alternative plans, select the phase plan that will provide the desired degree of left-turn protection and will accommodate the observed left-turn volume balance.

PLANNING METHOD INPUT WORKSHEET

Intersection: _____ Date: _____

Analyst: _____ Time Period Analyzed: _____

Project No.: _____ City/State: _____

SB TOTAL

N-S STREET

WB TOTAL

EB TOTAL

E-W STREET

NB TOTAL

APPROACH DATA	NB	SB	EB	WB
Parking Allowed	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Coordination	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Left-Turn Treatment				
Permitted	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Protected	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Not Opposed	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Area Type

CBD

Other

PHF _____

Cycle Length

Min _____

Max _____

Figure 9-22 Planning Method Input Worksheet.

4. Determine the sum of the critical volumes for each phase and the intersection status (under, near, at, or over capacity).

This completes the planning portion of the analysis. If an estimate of the level of service based on stopped delay is desired, it is necessary to establish the signal timing plan. Two additional steps are involved:

5. Determine the cycle length that will accommodate the observed volumes with a specified degree of saturation. A saturation level of 90 percent is assumed.

6. Apportion the total cycle time among the conflicting phases in the phase plan on the basis of the principle of equalizing the degree of saturation for the critical movements.

When all of these steps have been completed, the signal timing will be specified to the level of detail required for operational analysis using the method given previously in this chapter.

The data to be entered on the Planning Method Input Worksheet are self-explanatory. The following discussion covers the aspects of the lane volume and signal operations worksheets, as

PLANNING METHOD LANE VOLUME WORKSHEET

Location: _____ Direction _____

<u>Left Turn Movement</u>	<u>Right Turn Movement</u>	Exclusive RT Lane	Shared RT Lane	
1. LT volume _____	6. RT volume _____	_____	_____	
2. Opposing mainline volume _____	7. RT Lanes _____	_____	1	
3. No of exclusive LT lanes _____	8. RT adjustment factor _____	_____	_____	
4. LT adjustment factor _____ (See instructions)	RT lane vol: _____	(9) _____	(10) _____	
Cross product: [2] * [1] _____ --->		<u>Permitted</u>	<u>Protected</u>	<u>Not Opposed</u>
5. LT lane volume: [1] / ([3] * [4]) _____		0	_____	_____
<hr/>				
<u>Through Movement</u>				
11. Through volume _____		_____	_____	_____
12. Parking adjustment factor _____		_____	_____	_____
13. No. of through lanes including shared lanes _____		_____	_____	_____
<hr/> ----- Exclusive LT lane computations -----				
14. Total approach volume: ([10] + [11]) / [12] _____		_____	_____	_____
16. Left turn equivalence: (Figure 9-7) _____		_____	XXXXXXXXXX	XXXXXXXXXX
18. Through lane volume: [14] / [13] _____		_____	_____	_____
19. Critical lane volume: (See instructions) _____		_____	_____	_____
<hr/> ----- Shared LT lane computations -----				
14. Total approach volume: (See instructions) _____		_____	_____	_____
15. Proportion of left turns in the lane group _____		_____	XXXXXXXXXX	XXXXXXXXXX
16. Left turn equivalence: (Figure 9-7) _____		_____	XXXXXXXXXX	XXXXXXXXXX
17. Left turn adjustment factor: (Table 9-15) _____		_____	_____	1.0
18. Through lane volume: [14] / ([13] * [17]) _____		_____	_____	_____
19. Critical lane volume: Max([9], [18]) _____		_____	_____	_____
<hr/>				
<u>Left Turn Check (if [16] > 8)</u>				
20. Permitted left turn sneaker capacity: $7200 / C_{max}$ _____		_____	XXXXXXXXXX	XXXXXXXXXX

Figure 9-23. Planning Method Lane Volume Worksheet.

PLANNING METHOD SIGNAL OPERATIONS WORKSHEET

Phase Plan Selection from Lane Volume Worksheets		EASTBOUND	WESTBOUND	NORTHBOUND	SOUTHBOUND
Critical Through-RT lane volume: (19)		_____	_____	_____	_____
LT lane volume: (5)		_____	_____	_____	_____
Left turn protection: (Perm, Prot, N/O)		_____	_____	_____	_____
Dominant left turn: (Indicate by '*')		_____	_____	_____	_____
Selection Criteria based on the specified left turn treatment:	Plan 1:	Perm	Perm	Perm	Perm
		Perm	N/O	Perm	N/O
		N/O	Perm	N/O	Perm
	Plan 2a:	Perm	Prot	Perm	Prot
	Plan 2b:	Prot	Perm	Prot	Perm
* Indicates the dominant left turn for each opposing pair	Plan 3a:	*Prot	Prot	*Prot	Prot
	Plan 3b:	Prot	*Prot	Prot	*Prot
	Plan 4:	N/O	N/O	N/O	N/O
Phase plan selected (1 to 4)	_____				
Min. cycle [C _{min}]	_____	Max cycle [C _{max}]	_____	[PHF] (From Input Worksheet)	_____

Phasing Plan From Table 9-16

Note	Value	EAST-WEST			NORTH-SOUTH		
		Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 1	Phase 2	Phase 3
		_____	_____	_____	_____	_____	_____
Movement codes		_____	_____	_____	_____	_____	_____
Critical Phase Volume [CV]		_____	_____	_____	_____	_____	_____
Critical sum [CS]	1	_____	_____	_____	_____	_____	_____
Lost time/phase [PL]		_____	_____	_____	_____	_____	_____
Lost time/cycle [TL]	2	_____	_____	_____	_____	_____	_____
CBD adjustment [CBD]	3	_____	_____	_____	_____	_____	_____
Critical v/c ratio [X _{cm}]	4	_____	_____	_____	_____	_____	_____
Intersection status	5	_____	_____	_____	_____	_____	_____

Optional Timing Plan Computation

Reference Sum [RS]	6	_____
Cycle length [CYC]	7	_____
Green time	8	_____

Notes

1. Critical sum = Sum of critical phase volumes [CV's] for all phases.
2. Lost time/cycle = Sum of all lost times/phase, [PL's].
3. CBD adjustment = .9 within CBD, 1.0 elsewhere.
4. Critical v/c ratio = $CS / ((1 - [TL] / C_{min}) * 1900 * [CBD] * [PHF])$.
5. Status: (See instructions).
6. Reference Sum = $1710 * [PHF] * [CBD]$
7. Cycle length = $(TL) / (1 - (\min([CS], [RS]) / [RS]))$, Subject to [C_{min}] and [C_{max}].
8. Green time = $((CYC) - [TL]) * ((CV) / (CS)) + [PL]$.

Figure 9-24 Planning Method Signal Operations Worksheet.

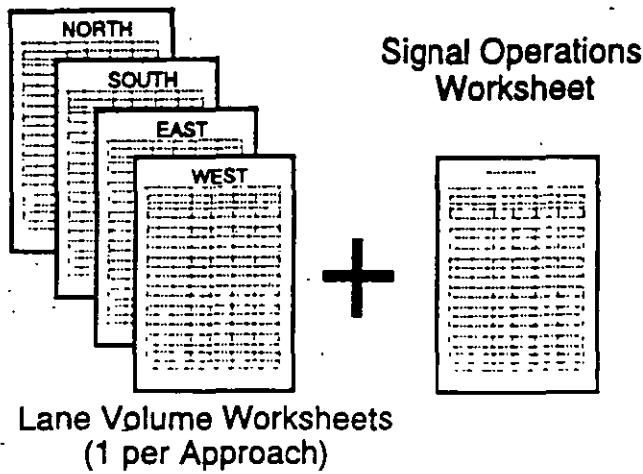


Figure 9-25. Planning method worksheet relationships.

well as the default values. Also covered are the underlying theory and a description of the most pertinent items.

Lane Volume Worksheet

Description

The purpose of the lane volume worksheet (Figure 9-23) is to establish the individual lane volumes (vehicles per hour per lane) on all of the approaches. This information will be used on the signal operations worksheet to synthesize the signal timing plan. The lane volume worksheet contains additional items such as left-turn treatment alternatives, parking adjustments, left-turn equivalence, adjustment factors for shared lanes with permitted left turns, and a quick method to determine the type of left-turn protection if unknown. Note that the items are numbered (1-20) and that a separate worksheet must be completed for each of the four approaches. The directional designations refer to the movements as they approach the intersection. This is consistent with the terminology used throughout this chapter.

Computational formulas are presented on the worksheet for each data item that is computed as a function of other data items, the step number being shown in square brackets, for example, [11]/[12] indicates that the required data item will result from dividing the value determined in Step 11 by the value determined in Step 12. Note that some data fields contain fixed values such as 0 or 1.0. Others are shaded to indicate that a particular value does not apply to all treatment alternatives. This allows the same basic worksheet to be used for all treatment alternatives.

For purposes of this analysis, only exclusive lanes are entered for turning movements. Shared lanes are included with the through lanes. Right-turn volumes from shared lanes are simply added to the through volumes at one point on the worksheet. Left-turn volumes in shared lanes are adjusted for their through-vehicle equivalence, and the proportion of the shared lane that they require is removed from the through-lane capacity. Shared lanes with "not opposed" left turns are treated as shared right-turn lanes.

Each of the three left-turn treatment alternatives identified previously must be processed differently in computing the lane volumes. Therefore, the lane volume worksheet contains three col-

umns, each of which represents one of the alternatives. Only one of the three columns should be used for each approach.

For planning purposes the actual left-turn treatment should be used. If this is unknown, the choice should be made using local policies or practices. A quantitative method for identifying an appropriate treatment on the basis of the product of the volumes for left turns and opposing through movements is described in Section II, *Methodology*.

Failure to provide protected phasing for heavy left-turn volumes will become evident in the operational analysis in the form of very high *v/c* ratios for these movements. These problems will not, however, appear in the planning-level results because unprotected left turns are not considered in the synthesis of the traffic signal timing plan. Therefore, failure to assume protected phases for heavy left-turn volumes will generally produce an unreasonably optimistic assessment of the critical *v/c* ratio. Above all, the planning analysis presented here should never be used by itself to determine the need for protected left-turn phasing.

The lane volume worksheet does not consider the case of exclusive plus shared lanes for turning movements. It is possible to have either an exclusive lane or a shared lane for either a left or a right turn. The case of one exclusive lane plus an optional lane is a complicated situation that does not lend itself to the approximations involved in this technique.

The treatment of shared-lane permitted left turns is a very complex process. It is, however, possible to approximate the signal timing parameters that will handle this situation effectively. Table 9-15 sets forth the computations for the planning-method left-turn factor for permitted and protected-plus-permitted operation.

The shared-lane protected treatment alternative is only valid when one of the two opposing left turns is protected, and the through movement in the same direction must move during the same phase as the protected left turn. This method does not deal with simultaneous opposing left turns from shared lanes. If the opposing through movement exists, the protected left turn will be considered protected plus permitted. If the opposing through movement does not exist, the protected left turn will be "not opposed," and therefore will move on the same phase as a permitted movement. The opposing through movement may be consid-

TABLE 9-15. SHARED-LANE LEFT-TURN ADJUSTMENT COMPUTATIONS FOR PLANNING-LEVEL ANALYSIS

PERMITTED LEFT TURN
Lane groups with two or more lanes.
$[17] = ([13] - 1 + e^{-([13]-1)(11)/600})/[13]$
Subject to a minimum value that applies at very low left-turning volumes when some cycles will have no left-turn arrivals.
$[17] = ([13] - 1 + e^{-([13]-1)(C_{min}/2400)})/[13]$
Lane groups with only one lane for all movements:
$[17] = e^{-[0.02 * ((10) + (10)(13) + (11) + C_{min}/2400)]}$
PROTECTED-PLUS-PERMITTED LEFT TURN (ONE DIRECTION ONLY)
If [2] < 1220
$[17] = 1/(1 + [(235 + 0.435 * [2]) * [15]]/(1400 - [2]))$
If [2] ≥ 1220
$[17] = 1/(1 + 4.525 * [15])$

ered not to exist in cases of one-way streets, T-intersections, and split-phase operation.

The protected-plus-permitted shared lane is handled by a simple lookup procedure described previously as Case 6 in Table 9-12. The same procedure is repeated in Table 9-15 for the planning method. The permitted case is much more difficult because it is necessary to know the signal timing, which is the final product of the computational process described here. The operational analysis method described previously involves complex supplemental worksheets (Figures 9-17 and 9-18) for this purpose that would have to be applied iteratively to resolve the mutual dependence between the left-turn factor and the signal timing design. This is clearly not practical, and a single-pass approximation technique must therefore be sought.

The method presented here offers a crude approximation that is based on the through-vehicle equivalents for left turns, obtained from Figure 9-7. In this model, the portion of the shared lane available to through traffic decreases as a negative exponential function of the through-vehicle equivalent of the left-turn volume. When this value is high, the shared lane will function as a de facto left-turn lane. Otherwise, the through traffic will be able to occupy a portion of the shared lane. The rate at which through-vehicle capacity is lost depends on the number of lanes. As the number of through lanes increases, it is natural to expect that through vehicles will desert the shared lane more readily.

The case of a single shared lane (i.e., one lane that accommodates all movements in the lane group) must be treated differently. In this situation, the through vehicles do not have the option of deserting the shared lane. Therefore it is never possible to achieve a de facto left-turn lane regardless of the left-turn volume. A separate equation appears in Table 9-15 to accommodate this condition. The negative exponential model is retained in this case, but different parameters are applied to reflect captivity of the through traffic by the shared lane. The parameters given in Table 9-15 for both the single-lane and multiple-lane models were selected to produce close agreement with the results of the operational analysis obtained by the full application of the supplemental worksheets presented earlier to specific examples.

In computing the left-turn factor, it must be recognized that left turns in shared lanes have no effect on through traffic during signal cycles in which no left turns arrive. Therefore, the minimum value of the left-turn factor is 1.0 minus the probability of zero left-turn arrivals. The minimum value for the left-turn factor is also determined from Table 9-15. The minimum value will occasionally govern the calculations when very low left-turn volumes are opposed by a very heavy opposing through traffic.

Instructions

The following instructions cover the step-by-step procedure for completing all of the items on the lane volume worksheet. Note that each step is numbered to correspond with the each row on the worksheet.

1. **Left-Turn Volume:** The first item is the left-turn volume (in vehicles per hour) on the approach. In the case of protected-plus-permitted phasing with an exclusive left-turn lane, two vehicles per cycle should be removed from the left-turn volume to account for the effect of sneakers. If the cycle length has not been established, the maximum cycle length should be used. To prevent unreasonably short protected left-turn phase durations, this volume adjustment step should not reduce the left-turn volume to a value below four vehicles per cycle.

2. **Opposing Mainline Volume:** Opposing mainline volume was defined earlier in this chapter as the total approach volume minus the left-turn volume from exclusive lanes or from lane (in vehicles per hour). The cross product $([2] \times [1])$ be computed by multiplying the opposing mainline volume by the left-turn volume. This gives a value for comparison to determine if a protected phase should be assumed.

3. **Number of Exclusive Left-Turn Lanes:** This would be the number of lanes exclusively designated to accommodate the left-turn volumes.

4. **Left-Turn Adjustment Factor:** The left-turn adjustment factor applies only to protected left turns from exclusive left-turn lanes or to left turns that are not opposed. This factor is given in Table 9-12 as 0.95 for single lanes and is further reduced by Table 9-4 to 0.92 for dual lanes. If the left-turn movement is not opposed because of a one-way street or T-intersection, pedestrian interference must be considered. The corresponding value of 0.85 for one lane and 0.75 for two lanes should be used as given in Table 9-11 and reduced in Table 9-4.

5. **Left-Turn Lane Volume $([1]/[3] \times [4])$:** The total left-turn volume from Step 1 should be divided by the product of the number of exclusive left-turn lanes (Step 3) and the left-turn adjustment factor (Step 4). The left-turn volume should be entered directly if there is no exclusive left-turn lane. The result is expressed in vehicles per hour per lane. Zero should always be entered if the left turns are permitted.

6. **Right-Turn Volume:** Right-turn volumes (in vehicles per hour) from either a shared through and right-turn lane or from an exclusive turn lane or lanes should be entered. The right-turn-on-red volume should be subtracted in accordance with the guidelines presented in Section II of this chapter.

7. **Exclusive Lanes:** This is the number of lanes assigned exclusively for right turns, if any.

8. **Right-Turn Adjustment Factor:** The right-turn adjustment factor is given in Table 9-11 as 0.85 for a single lane or a shared lane and reduced by Table 9-4 to 0.75 for two lanes.

9. **Right-Turn Lane Volume $([6]/([7] \times [8]))$:** The total right-turn volume from Step 6 should be divided by the product of the number of exclusive right-turn lanes (Step 7) and the right-turn adjustment factor (Step 8). If there is no exclusive right-turn lane, a value of 1.0 should be used for Step 7. The result is entered as Step 9 if one or more exclusive right-turn lanes exist or as Step 10 if right turns must share the lane.

11. **Through Volume:** Total through volume for the approach, excluding left and right turns, should be placed in the appropriate column to correspond with the applicable treatment for left turns (permitted, protected, or not opposed).

12. **Parking Adjustment Factor:** The parking adjustment factor should be placed in the appropriate column, as explained in Step 11. This factor corresponds to the assumed value of 20 parking maneuvers per hour applied to Table 9-8. It is dependent on the number of through lanes available. The values are 0.800, 0.900, and 0.933 for one, two, and three lanes, respectively. If no parking exists, the factor equals 1.0.

13. **Number of Through Lanes Including Shared Lanes:** This step is self-explanatory. Exclusive turn lane or lanes should be excluded.

At this point it is necessary to distinguish between exclusive left-turn lanes and shared left-turn lanes. The procedure for exclu-

sive left-turn lanes will be described first. Note that Steps 15 and 17 do not apply to exclusive left-turn lanes.

14. Total Approach Volume ($([10] + [11])/[12]$): The total approach volume is the total of the shared lane right-turn volumes plus the through volumes. Note that the through volumes are adjusted (increased) by the parking adjustment factor to account for the effect of parking on through volumes, for example, momentary lane blockage. Note also that left-turn volumes are excluded because they are not a part of the lane group.

15. Not applicable to exclusive left-turn lanes.

16. Left-Turn Equivalence: Left-turn equivalence, determined from Figure 9-7, is not used in lane volume calculations when exclusive left-turn lanes exist. This step is, however, required for permitted left turns to assess the adequacy of the left-turn treatment in Step 20.

17. Not applicable to exclusive left-turn lanes.

18. Through-Lane Volume ($[14]/[13]$): The total approach volume should be divided by the number of lanes to obtain volume per lane, which is the basis for computing critical lane volumes.

19. Critical Lane Volume: Step 19 is normally the same as Step 18 except when the right turn has an exclusive lane or the left turn is not opposed and either of these movements is more critical than the through movement. If both conditions apply, the critical lane volume will be $\text{Max}([5], [9], [18])$. If a shared lane exists for the right turn, Step 9 should be eliminated. If the left turn is permitted or protected, Step 5 should be eliminated.

The case of shared left-turn lanes is more complicated and therefore requires a more detailed procedure. Steps 14 through 18 are used to approximate the effect that left-turning vehicles have in reducing available lanes for through volumes. Left-turning vehicles blocking the shared left-turn and through lane will prevent through vehicles from proceeding until the turning vehicles have been able to make the turn.

14. Total Approach Volume: The total approach volume is computed in nearly the same manner as in Step 14 for exclusive left-turn lanes, that is, $([10] + [11])/[12]$. The difference is that the volume from Step 5 must be added to the through volume in Step 11 if the left turn is not opposed.

15. Proportion of Left Turns in Lane Group: Step 15 is self-explanatory. This data item is required for the follow-up computations.

16. Left-Turn Equivalence: Determined from Figure 9-7, this is one of the factors needed to compute the applicable formulas from Table 9-15 for shared-lane permitted left turns. It is not used at all when the left turn is protected.

17. Left-Turn Adjustment Factor for Through Traffic f_{LT} : The appropriate formula in Table 9-15 should be used. This is a reduction factor applied to the through volumes to account for the effect of left-turn vehicles waiting for a gap in the opposing traffic to make the turn. Note that for lanes that are not opposed, the factor must be 1.0 because these vehicles will have gaps in which to turn.

18. Through-Lane Volume: Total through volume in the approach should be divided by the number of through lanes. Note that the number of lanes is reduced by the factor obtained in Step 17 to account for the effect of the left-turning vehicles.

19. Critical Lane Volume: The critical lane volume is the maximum of either the value computed by Step 18 or the right-turn volume from an exclusive right-turn lane as computed in Step 9.

20. Left-Turn Check: If one or more left turns have been designated as permitted (i.e., no protected phase has been assigned), the need for a protected phase should be reexamined at this point. If the cross product ($[2] \times [1]$) exceeds the adopted thresholds, a protected left-turn phase should be assigned for planning purposes unless existing traffic volumes have been used and it is known that such a phase does not exist.

It was indicated in Figure 9-7 (left-turn equivalence) that values above 8.0 indicate that left-turn capacity is derived substantially from sneakers. Therefore, if the left-turn equivalence $[16]$ is greater than 8 and the left-turn volume is greater than two vehicles per cycle (i.e., $[1] > 7200/C_{max}$), it is most likely that the subject left turn will not have adequate capacity without a protected phase.

Signal Operations Worksheet

Of the six steps involved in the planning method, only the first two are carried out by the lane volume worksheet. The last four steps are included in the signal operations worksheet, which is shown in Figure 9-24. To facilitate the use of the signal operations worksheet, the lane volumes are transferred from the lane volume worksheet before the computations begin. Note that the through-movement lane volume is taken as the heavier of the through or right-turning movement when an exclusive right-turn lane is present. In other words, if the volume of a right turn from an exclusive lane is heavier than that of the through movement, the right-turn lane volume will be considered as the through volume for design purposes.

1. Transcribed Data Items: The peak hour factor (PHF) was entered on the Planning Method Input Worksheet. The appropriate value is discussed in connection with the description of that worksheet. The left-turn treatment is also transcribed to the signal operations worksheet from the input worksheet. Note that it is not necessary to specify whether the treatment includes a permitted phase for the left turn in addition to a protected phase. The synthesis of the signal timing plan does not consider protected-plus-permitted operation. That, of course, does not preclude specification of this type of operation in the analysis. At this time, only determination of reasonable values for the cycle length and phase times is of interest.

2. Phase Plan Selection: The phase plan is selected from six alternatives that cover the full range of left-turn protection requirements. A phase plan deals with only one street at a time. The complete signal sequence will involve two phase plans: one for the east-west street and one for the north-south street. The choice between phase plans is made by examining the left-turn protection for both pairs of opposing left turns. The alternatives include the following:

- Plan 1: No left-turn protection in either direction. In this case, the phase plan includes only one phase, in which all through and left-turn movements may proceed, with the left turns yielding to the opposing through traffic.

- Plans 2a and 2b: These two plans involve left-turn protection for only one of the two opposing left turns. Two phases will be involved in this case. In the first phase, the protected left turn will proceed with the through movement in the same direction. In the second phase, the two through movements will proceed. Plans 2a and 2b differ only in terms of which of the two opposing left turns is protected.

TABLE 9-16. PHASE PLAN SUMMARY FOR PLANNING ANALYSIS

PHASE PLAN	PHASE NO.	LOST TIME	EAST-WEST		NORTH-SOUTH	
			MOVEMENT CODE	CRITICAL SUM	MOVEMENT CODE	CRITICAL
1	1	3	EWT	Max(ET,EL,WT,WL)	NST	Max(NT,NL,ST,SL)
2a	1	3	WTL	WL	STL	SL
	2	3	EWT	Max(WT-WL, ET)	NST	Max(ST-SL, NT)
2b	1	3	ETL	EL	NTL	NL
	2	3	EWT	Max(ET-EL, WT)	NST	Max(NT-NL, ST)
3a	1	3	EWL	WL	NSL	SL
	2	0	ETL	EL-WL	NTL	NL-SL
	3	3	EWT	Max(WT,ET-(EL-WL))	NST	Max(ST,NT-(NL-SL))
3b	1	3	EWL	EL	NSL	NL
	2	0	WTL	WL-EL	STL	SL-NL
	3	3	EWT	Max(ET,WT-(WL-EL))	NST	Max(NT,ST-(SL-NL))
4	1	3	ETL	Max(ET,EL)	NTL	Max(NT,NL)
	2	3	WTL	Max(WT,WL)	STL	Max(ST,SL)

NOTE: EWT = eastbound and westbound through; ETL = eastbound through and left; WTL = westbound through and left; NST = northbound and southbound through; STL = southbound through and left; NTL = northbound through and left; ET = eastbound through; EL = eastbound left; WT = westbound through; WL = westbound left; NT = northbound through; NL = northbound left; ST = southbound through; SL = southbound left.

• Plans 3a and 3b: Both opposing left turns are protected here. In the first phase, the two opposing left turns will proceed. In the second, the dominant left turn will continue with the through movement in the same direction. In the third, the two through movements will proceed. Plans 3a and 3b differ only in terms of the dominant left turn that governs the display in the second phase.

• Plan 4. This is generally known as "split-phase" operation. Two phases are involved, with the through and left-turn movements from one of the two opposing directions proceeding on each phase. This has the effect of full directional separation between the two approaches. From a capacity analysis point of view, it is equivalent to two one-way streets that meet at a common point.

The selection criteria are presented in a table on the signal operations worksheet. Note that the selection is made on the basis of the user-specified left-turn protection and the dominant left-turn movement identified from the lane volume worksheet.

3 Critical Phase Volume, CV. When the phase plan has been selected, the movement codes, critical phase volumes (CVs), and lost time per phase may be entered on the worksheet. The appropriate choice for critical lane volumes is given in the phase plan summary shown in Table 9-16, along with a code that identifies the movements that are allowed to proceed on each phase. The movement codes are defined in a note to Table 9-16. For example, "NST" indicates that the northbound and southbound through movements have the right-of-way on the specified phase. The corresponding code for the two opposing left turns moving concurrently is "NSL." If the northbound through and left turns are moving together, the code is "NTL." Note that Table 9-16 also indicates the lost time to be assigned to each phase.

Thus, the movement codes and CVs must be determined for each phase from Table 9-16 and entered on the signal operations worksheet. When all phases have been completed, the critical sum (CS) of the CVs must be entered on the next line.

4. Lost Time Determination: For planning purposes, it is assumed that there is a lost time value of 3 sec per phase in which any movement is both started and stopped. For one- and two-phase plans, there is a lost time associated with each phase. For three-phase plans (Plans 3a and 3b), the second phase requires no lost

time because none of the movements are both started and stopped. Thus, as a simple rule, phase Plan 1 involves 3 sec of lost time per cycle, and all other plans require 6 sec.

When the lost times have been determined for each phase, the total lost time per cycle (TL) may be computed and entered on the worksheet.

5. Critical v/c Ratio, X_{cr} : The planning-level critical v/c ratio, X_{cr} , is the ratio of the critical sum, CS, to the sum of the lane volumes that could be accommodated at the maximum length, computed as

$$(1 - TL/C_{max}) * 1.900 * CBD * PHF$$

The intersection status is determined directly from X_{cr} using the threshold values given in Table 9-14.

6. Timing Plan Development: The development of a timing plan is optional. For many planning applications, a knowledge of the intersection status is sufficient. The timing plan is only required if the planning analysis is to be extended to estimate the level of service.

The cycle length may be determined from the following formula.

$$C = \frac{TL}{1 - (Min(CS, RS)/RS)}$$

where RS is the reference sum of phase volumes representing the theoretical maximum value that the intersection could accommodate at an infinite cycle length.

The recommended value for the reference sum is (1.710 * PHF). This value should be reduced by 10 percent in CBD locations. The value of 1.710 is 90 percent of the ideal saturation flow rate of 1.900 pcphgpl. It will attempt to produce a 90 percent v/c ratio for all critical movements. The cycle length determined from this equation should be checked against reasonable minimum and maximum values. The determination of appropriate values is discussed in connection with the Planning Method Input Worksheet.

The lost time per cycle must be subtracted from the total cycle time to determine the effective green time per cycle, which is then apportioned among all the phases. This is based on the proportion of the critical phase volume sum for each phase deter-

mined in a previous step. The phase time should be entered on the worksheet.

As a final step, the lost time must be added to the effective green time for each phase to determine the total phase time per cycle. The phase times for all of the phases should be equal to the cycle length and should be entered on the last line of the worksheet.

Limitations of Planning Method

The planning analysis technique described in this chapter offers a method for synthesizing a reasonable and effective signal timing plan based on the traffic volumes and lane utilization at an intersection. It is possible using the worksheets included here to determine the approximate status of the operation of a signalized intersection with respect to its capacity.

It is also possible to take the analysis considerably farther and obtain the level of service for each lane group by the operational analysis method. Software has already been developed that will implement the worksheets and invoke the operational analysis method. This development introduces a very powerful capability, one from which the numerical precision of the results may greatly exceed the accuracy of the original data. In particular, great caution should be employed when traffic volumes are projected to some point in the future. Unless there is strong confidence in the validity of the traffic data, this method should not be taken beyond the worksheet stage.

Caution must also be used in interpreting the results of the operational analysis, even with reliable traffic data. In particular, it must be recognized that the overall intersection level of service represents the average of all approaches to the intersection. When highly directional peak periods are involved, the relatively inconsequential movements on the lightly traveled approaches will have minimal delay. Thus, it is possible to see a favorable average delay and level of service for the intersection even when the critical approaches are heavily congested.

The planning-level critical v/c ratio X_{cm} is used as an indicator of the status of the intersection with respect to its capacity. This measure may also be used as an indicator of the additional demand volume that could be accommodated. Although lower values of X_{cm} indicate that larger increases in demand volumes could be absorbed, it is important to realize that the relationship is not linear. Therefore, linear projections of the maximum allowable increase in demand volumes based solely on X_{cm} might not be accurate.

PROCEDURES FOR OTHER ANALYSES

As noted in Section II, *Methodology*, by starting with a known or desired level of service, it is possible to sequence the computations of the operational analysis procedure to solve for three unknowns: (a) v/c ratios, service flow rates, or both; (b) signalization, or (c) geometric features. In such computations, the steps of an operational analysis are rearranged in recognition of the fact that level of service, and therefore average stopped delay per vehicle, is a known quantity. Given knowledge of any two of the other three unknowns noted above, the remaining variable may then be calculated. Solutions for any of the above may be handled through

iterative computations using the standard sequence of calculations. Delay results are then tabulated versus various trial values of the variable of interest.

It is also possible, though computationally difficult, to work backward through the procedure, starting with a known delay. This is complex because relationships deal primarily with individual lane groups, and changes to one virtually always imply changes in the operation of others at the intersection. Further, geometric and signalization parameters must often change in relation to one another, such as an exclusive left-turn phase requiring an exclusive left-turn lane. Nevertheless, reverse computations are feasible and are best carried out using computer programs designed by the analyst for the specific objective.

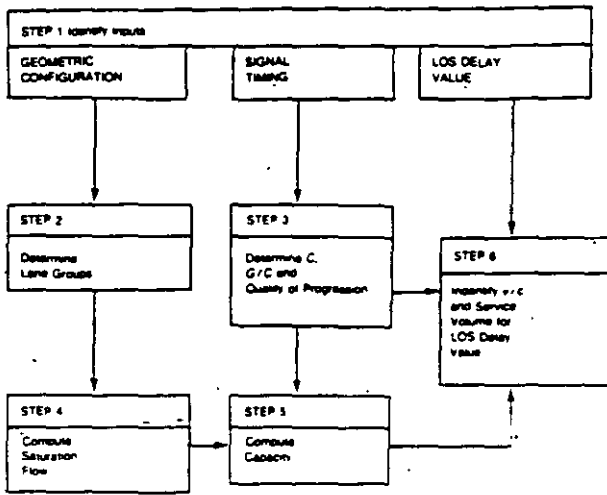
Figure 9-26 illustrates the computational path for such alternative analyses. In Figure 9-26(a), a v/c ratio or service flow rate is calculated for a given level of service. Calculations are made in the normal sequence through the computation of capacity for each lane group. Delay equations, however, are solved for a known delay commensurate with the selected level of service with the v/c ratio (X) as the unknown. Service flow rates may be computed as the v/c ratio times the capacity of the lane group.

In Figure 9-26(b), the signal timing for a given level of service (delay) is desired. In this case, computations through the Saturation Flow Rate Module are performed in the normal sequence. As in all signal timing exercises, the phase plan must be established before computations are made. As indicated in Figure 9-26(b), however, determination of the signal timing for a given level of service requires some iterative calculations. This is because signal timing affects both capacity and delay, whereas capacity also affects delay. Further, the delay equations include g/C , C , c , and X , all of which are influenced by signal timing. Thus, no one variable can be directly computed without checking its effect on the others. In this approach, signal timing is estimated on the basis of the recommendations of Appendix II or local practice, and iterations are pursued to produce the desired delay value.

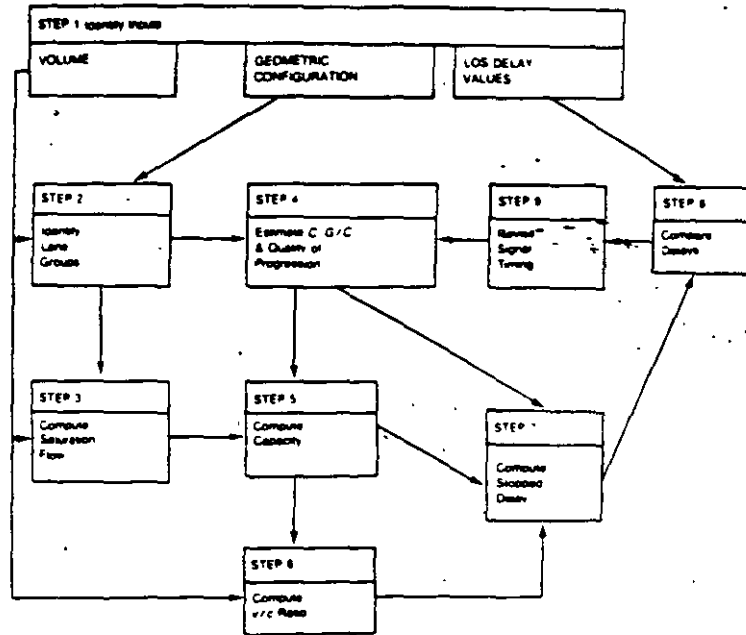
In Figure 9-26(c), the number of lanes in a given lane group is to be computed. This is also an iterative process. For any given signal timing, the capacity of the lane group may be estimated using the delay equations (with c as the unknown). The delay equations, however, also require v/c ratios that depend heavily on capacity. Therefore, once again it is more practical to iterate the number of lanes, comparing the resulting delay for several trial values.

The relative complexity of these other approaches makes a manual solution difficult, and therefore the operational analysis procedure is presented in the mode of solving for level of service. A sample calculation is included, however, illustrating how these alternative approaches may be accomplished.

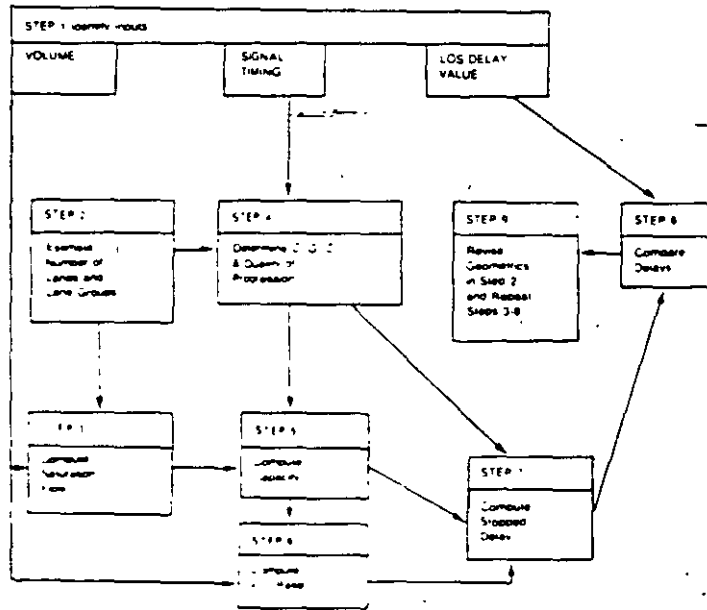
As with any analysis, v/c ratio and level of service must be considered as two important measures of performance. Any analysis yielding v/c ratios exceeding 1.0 should immediately trigger consideration of alternatives. High v/c ratios in the 0.95 to 1.0 range may also cause such consideration. This is an important point that can save a good deal of analysis effort. In many analyses [Figure 9-26(b) and (c)], v/c ratios will be obtained before delays and level of service. If an intersection is operating in an unacceptable v/c range, completing computations to find delay and level of service may be a fruitless exercise.



(a) Determining v/c Ratios and Service Flow Rates



(b) Determining Signal Timing



(c) Determining Number of Lanes

Figure 9.26 Alternative computations using operational analysis.

IV. SAMPLE CALCULATIONS

This section presents six numerical examples that illustrate the computational principles set forth in this chapter. Sample Calculations 1 through 5 demonstrate the estimation of delay with given values for all the required field data items and operating parameters. Sample Calculation 6 demonstrates the reverse process of seeking the maximum traffic volume that may be accommodated within a specified level of service.

A wide range of operational configurations, from simple to complex, is represented in the examples. In some cases, the timing plan as well as certain operating parameters, such as the type of left-turn protection, must be determined as a part of the exercise. When data items are not specified, the default values given in Table 9-3 are used.

The planning method described earlier in this chapter will be used for all computations of timing plan parameters (cycle length and phase times) required by the sample calculations. Minimum cycle lengths of 60, 70, and 80 sec will be applied to two-, three-, and four-phase operation, respectively. Minimum phase times are generally determined by pedestrian requirements with assumed walking speeds. Absolute minimums of 10 and 15 sec per phase (including change and clearance intervals) have been imposed to provide a consistent treatment among sample problems. The total intergreen time (yellow plus all red) will be assumed to be 4 sec for each phase. RTOR volumes are assumed to be zero.

The use of a particular design configuration or parameter does not imply endorsement of its suitability for field implementation under all conditions. Many agencies have their own policies and practices regarding design configurations and parameters. It is not the intent of this section to influence these policies or practices, nor to prescribe design procedures but simply to illustrate the computational principles set forth here for evaluating delay and level of service.

The worksheets shown in Section III and Appendix V of this chapter will be used to illustrate all of the computations. Each of the main worksheets will be presented in graphic form the first time it appears in this section. To conserve space and make the computations easier to follow, tabular equivalents will be used when appropriate for all subsequent presentations of the same worksheet, and worksheets that are not essential to the discussion will be omitted. Because of their complex nature, supplemental worksheets and planning method worksheets will always be presented in tabular form.

CALCULATION 1: OPERATIONAL ANALYSIS OF EXISTING PRETIMED, TWO-PHASE SIGNAL

The intersection of Third Avenue and Main Street is located in the central business district (CBD) of a small urban area. Figure 9-27 is the Input Module Worksheet for the problem, which illustrates the geometry and flows that exist at the intersection. Third Avenue is a two-lane street and Main Street is a four-lane arterial. The signal has a simple two-phase sequence, with phase times as shown on the worksheet. There are 5 percent heavy vehicles on all eastbound (EB) and westbound (WB) approaches and 8 percent on all northbound (NB) and southbound (SB) approaches. The peak hour factor (PHF) is 0.90 for all movements. There is no

parking within the confines of the intersection, and pedestrian flows average 100 peds/hr/crosswalk.

The computations for each module of the procedure are described below in detail.

Input Module Worksheet for Calculation 1

Most of the information on the Input Module Worksheet for Calculation 1 (Figure 9-27) is given. One item, however, must be calculated—the *minimum green time for pedestrians*, G_p , is computed as

$$G_p = 7.0 + (W/4.0) - Y$$

where W is the width to be crossed and Y is the yellow-plus-all-red interval. Common practice is to take W as the distance from the curb to the midpoint of the farthest lane to be crossed. For the Main Street green (crossing Third Avenue), this is about 23 ft. For Third Avenue (crossing Main Street), this is about 39 ft. Then

$$G_p (\text{Main}) = 7.0 + (23/4.0) - 3 = 9.8 \text{ sec}$$

$$G_p (\text{Third}) = 7.0 + (39/4.0) - 3 = 13.8 \text{ sec}$$

These values are entered in the appropriate boxes on the worksheet.

Volume Adjustment Module Worksheet for Calculation 1

The computations for the Volume Adjustment Module Worksheet for Calculation 1 are shown in Figure 9-28. Each approach has one lane group that will be carried through the entire analysis. The hourly volumes are divided by the PHF to provide peak flow rates for subsequent computations. The *lane utilization factor* is applied here, at least initially, so the analysis will seek to establish the conditions in the worst lane within each lane group. If this factor were not applied, the results would reflect the average of all lanes of the defined lane groups. The lane utilization factor is 1.0 for the single-lane approaches (NB and SB) and 1.05 for the two-lane approaches (EB and WB).

Proportions of left- and right-turning traffic are found by dividing the appropriate turning flow rates by the total lane group flow rate.

Saturation Flow Rate Module Worksheet for Calculation 1

The computations for the Saturation Flow Rate Module are shown in Figure 9-29. Note the following entries:

1 Lane width adjustment factors are obtained from Table 9-5. For EB and WB approaches, 11-ft lane widths result in a factor of 0.97, and for the NB and SB approaches, with 15-ft lanes, the factor is 1.10.

2 The heavy vehicle adjustment factors of 0.95 and 0.93 are obtained from Table 9-6 and reflect 5 and 8 percent heavy vehicles present in each lane group.

3 Grade (level), parking conditions (none), and local bus traffic (none) are all ideal at this intersection, and therefore each has a factor of 1.00, which can be verified by consulting Tables 9-7, 9-8, and 9-9, respectively.


INPUT MODULE WORKSHEET

Intersection: Third Ave. and Main St. Date: 7/6/94

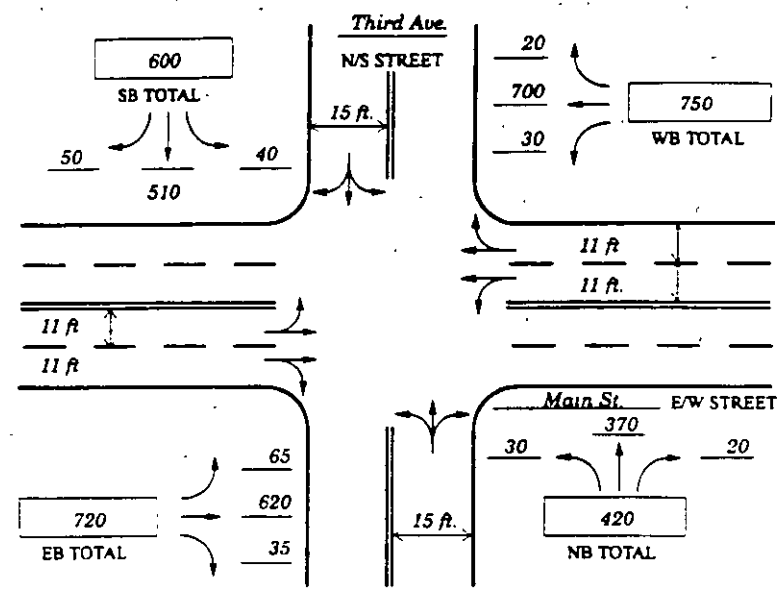
Analyst: RPR Time Period Analyzed: 4-6 PM Area Type: CBD Other

Project No.: _____ City/State: Central City

VOLUME AND GEOMETRICS



NORTH



LOST TIME PER PHASE (sec.): 3.0

IDENTIFY IN DIAGRAM:

- 1 Volumes
- 2 Lanes, lane widths
- 3 Movements by lane
- 4 Parking (PKG) locations
- 5 Bay storage lengths
- 6 Islands (physical or painted)
- 7 Bus stops

TRAFFIC AND ROADWAY CONDITIONS

Approach	Grade (%)	% HV	Adj. Pkg. Lane		Buses (N _b)	PHF	Conf. Peds. (peds./hr)	Pedestrian Button		Arr Type
			Y or N	N _p				Y or N	Min. Timing	
EB	0	5	N		0	0.90	100	N	9.8	4
WB	0	5	N		0	0.90	100	N	9.8	2
NB	0	8	N		0	0.90	100	N	13.8	3
SB	0	8	N		0	0.90	100	N	13.8	3

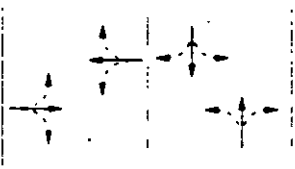
Grade + up, - down
 HV: veh. with more than 4 wheels
 N_p: pkg. maneuvers/hr

N_b: buses stopping/hr
 PHF: peak-hour factor
 Conf Peds: Conflicting peds./hr


Min. Timing: min. green for pedestrian crossing
 Arr. Type: Type 1-6, or P


PHASING


D
I
A
G
R
A
M



Timing	G = 26 Y + AR = 44	G = 36 Y + AR = 34	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =
Preempted or Actuated	P	P						

 Protected turns

 Permitted turns

 Pedestrian

Cycle Length 70 Sec

Figure 9-27. Input Module Worksheet for Calculation 1.

VOLUME ADJUSTMENT MODULE WORKSHEET

1 Appr.	2 Mvt.	3 Mvt. Volume (vph)	4 Peak Hour Factor PHF	5 Flow Rate v_p (vph) (3)/(4)	6 Lane Group	7 Flow Rate in Lane Group v_p (vph)	8 Number Of Lanes N	9 Lane Utilization Factor U Table 9-4	10 Adj. Flow v (vph) (7)(9)	11 Prop. of LT or RT P_{LT} or P_{RT}
EB	LT	65	0.90	72						
	TH	620	0.90	689	— — —	800	2	1.050	840	0.09 LT 0.05 RT
	RT	35	0.90	39						
WB	LT	30	0.90	33						
	TH	700	0.90	778	— — —	833	2	1.050	875	0.04 LT 0.03 RT
	RT	20	0.90	22						
NB	LT	30	0.90	33						
	TH	370	0.90	411	— —	466	1	1.000	466	0.07 LT 0.05 RT
	RT	20	0.90	22						
SB	LT	40	0.90	44						
	TH	510	0.90	567	— —	667	1	1.000	667	0.07 LT 0.08 RT
	RT	50	0.90	56						

Figure 9-28 Volume Adjustment Module Worksheet for Calculation 1.

4. The area-type adjustment factor is 0.90, reflecting the CBD location of the intersection, as given in Table 9-10

5. Right-turn adjustment factors are obtained from Tables 9-11A and 9-11B. Both EB and WB right turns fall under Case 5, and both NB and SB right turns fall under Case 7. The factors are based upon the proportion of right turns being made and the pedestrian crosswalk flow with which they conflict

6. Because all left turns are permitted, the special procedure and worksheet for such turns must be used to obtain the left-turn adjustment factor.

The supplemental worksheets for permitted left turns (Figures 9-17 and 9-18) must be implemented with some care, because they are complex and may involve a number of special cases. The current problem is the most straightforward case for which this worksheet is used, that is, permitted turns from a shared lane in which the green indications for the subject left turn and the opposing traffic are displayed simultaneously.

Computations for this example follow the worksheet exactly with no special cases. The EB and WB approaches are multilane approaches opposed by multilane approaches and use the worksheet in Figure 9-30a. The NB and SB approaches are single-lane approaches opposed by single-lane approaches and use the

worksheet shown in Figure 9-30b to determine the left-turn adjustment factor. It should be remembered that the value of f_{LT} must be converted to f_{LT} for multilane approaches. This conversion is done on the last line of the worksheet.

The top of each worksheet contains the input information transcribed from the Input Module Worksheet. The proportion of vehicles arriving on the green, P , is determined from the arrival type using Table 9-2 and the default values of R_p . It should be remembered that each column refers to the value of P for the opposing flow. Thus, for the EB column, the WB value of P is used, and for the WB column, the EB value of P is used.

When all factors are entered onto the worksheet, the ideal saturation flow rate of 1,900 pcphgpl is multiplied by the number of lanes in the lane group and by each of the eight adjustment factors shown on the worksheet. The result is the prevailing saturation flow rate for each approach.

Capacity Analysis Worksheet for Calculation 1

The capacity analysis computations for this problem are shown in Figure 9-31. Lane group volumes are entered from the Volume Adjustment Module Worksheet, and saturation flow rates are en-

SATURATION FLOW RATE MODULE WORKSHEET

1 Appr.	2 Lane Group Mvt.	3 Ideal Sat. Flow (pcphgpl)	4 No. of Lanes N	ADJUSTMENT FACTORS								13 Adj. Sat Flow Rate s (vphg)
				5 Lane Width f_w Table 9-5	6 Heavy Veh f_{hv} Table 9-6	7 Grade f_g Table 9-7	8 Pkg. f_p Table 9-8	9 Bus Blockage f_b Table 9-9	10 Area Type f_a Table 9-10	11 Right Turn f_{rt} Table 9-11	12 Left Turn f_{lt} Table 9-12	
EB		1900	2	0.97	0.95	1.00	1.00	1.00	0.90	0.99	0.62	1947
WB		1900	2	0.97	0.95	1.00	1.00	1.00	0.90	0.99	0.80	2516
NB		1900	1	1.10	0.93	1.00	1.00	1.00	0.90	0.89	0.78	1214
SB		1900	1	1.10	0.93	1.00	1.00	1.00	0.90	0.88	0.88	1363

Figure 9-29. Saturation Flow Rate Module Worksheet for Calculation 1.

tered from the Saturation Flow Rate Module Worksheet. With these two values, v/s ratios can be computed and entered onto the worksheet.

Once v/s ratios are obtained, the critical lane groups must be identified. Since there are no overlapping phases to consider, the highest v/s ratio between EB and WB approaches defines one critical lane group, and the highest v/s ratio between NB and SB approaches defines the other. The EB lane group, with v/s of 0.431, is critical, as is the SB lane group, with a v/s of 0.489. The sum of critical v/s ratios is therefore $0.431 + 0.489 = 0.92$.

From this determination and the known signal timing parameters, the critical v/c ratio, X_c , can be computed. Note that for a simple two-phase signal and an assumption of 3.0 sec of lost time per phase, $L = 6.0$ sec/cycle and the resulting $X_c = 1.007$, which is dangerously close to the point of full saturation, leaving very little room for inaccuracy in the estimation process.

Green ratios are entered onto the worksheet by dividing the effective green times by the 70-sec cycle length. Lane group v/c ratios and v/c ratios may then be computed as shown on the worksheet.

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PERMITTED LEFT TURNS				
*** For Use Where the Subject Approach is Opposed by a Multilane Approach ***				
APPROACH	EB	WB	NB	SB
Enter Cycle Length, C	70	70		
Enter Actual Green Time For Lane Group, G	26	26		
Enter Effective Green Time For Lane Group, g	27	27		
Enter Opposing Effective Green Time, g _o	27	27		
Enter Number of Lanes in Lane Group, N	2	2		
Enter Number of Opposing Lanes, N _o	2	2		
Enter Adjusted Left-Turn Flow Rate, v _{LT}	72	33		
Enter Proportion of Left Turns in Lane Group, P _{LT}	0.09	0.04		
Enter Adjusted Opposing Flow Rate, v _o	875	840		
Enter Lost Time per Phase, t _l	3	3		
Compute Left Turns per Cycle: LTC = v _{LT} C/3600	1.4	0.64		
Compute Opposing Flow per Lane, Per Cycle: v _{oo} = v _o C/(3600 N _o)	8.51	8.17		
Determine Opposing Platoon Ratio, R _{po} (Table 9-2 or Eq (9-7))	0.67	1.33		
Compute g _r ** = G exp (-0.882 LTC ^{0.717}) - t _l , g _r ≤ g	5.46	10.69		
Compute Opposing Queue Ratio: qr _o = 1 - R _{po} (g _o /C)	0.74	0.49		
Compute g _a using equation 9-17, g _a ≤ g	12.07	8.53		
Compute g _u : g _u = g - g _a if g _a ≥ g _r g _u = g - g _r if g _a < g _r	14.93	16.31		
Compute f _s = (875 - 0.625 v _o)/1000, f _s ≥ 0	0.33	0.35		
Compute P _{L†} = P _{LT} [1 + {(N-1)g/(f _s g _u + 4.5)}]	0.35	0.14		
Determine E _{L‡} (Figure 9-7)	9.75	8.00		
Compute f _{min} = 2(1 + P _L)/g	0.10	0.08		
Compute f _m : f _m = [g _r /g] + [g _u /g][1/{1 + P _L (E _L -1)}] min = f _{min} ; max = 1.00	0.34	0.70		
Compute f _{LT} = [f _m + 0.91 (N-1)]/N‡	0.62	0.80		

** For special case of single-lane approach opposed by multilane approach, see text.

† If P_L ≥ 1 for shared left-turn lanes with N > 1, then assume de facto left-turn lane and redo calculations.

‡ For permitted left turns with multiple exclusive left-turn lanes f_{LT} = f_m.

Figure 9-30a. Supplemental left-turn worksheet for EB and WB approaches (multilane).

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PERMITTED LEFT TURNS				
*** For Use Where the Subject Approach is Opposed by a Single Lane Approach ***				
APPROACH	EB	WB	NB	SB
Enter Cycle Length, C			70	70
Enter Actual Green Time for Lane Group, G			36	36
Enter Effective Green Time for Lane Group, g			37	37
Enter Opposing Effective Green Time, g _o			37	37
Enter Number of Lanes in Group, N			1	1
Enter Adjusted Left-Turn Flow Rate, v _{LT}			33	44
Enter Proportion of Left Turns in Lane Group, P _{LT}			0.07	0.07
Enter Proportion of Left Turns in Opposing Flow, P _{LT_o}			0.07	0.07
Enter Adjusted Opposing Flow Rate, v _o			667	466
Enter Lost Time Per Phase, t _L			3	3
Compute Left Turns per Cycle: LTC = v _{LT} C/3600			0.64	0.86
Compute Opposing Flow per Lane, per Cycle: v _{oic} = v _o C/3600			12.97	9.06
Determine Opposing Platoon Ratio, R _{po} (Table 9-2 or Eq.(9-7))			1	1
Compute g _r ** = G exp (-0.860 LTC ^{0.629}) - t _L g _r ≤ g			15.78	13.51
Compute Opposing Queue Ratio: qr _o = 1 - R _{po} (g _o /C)			0.47	0.47
Compute g _a = 4.943 v _{oic} ^{0.762} qr _o ^{1.061} - t _L g _a ≤ g			12.69	8.94
Compute g _u : g _u = g - g _a if g _a ≥ g _r g _u = g - g _r if g _a < g _r			21.22	23.49
Compute n = (g _o - g _r)/2. n ≥ 0			0.00	0.00
Compute P _{THo} ⁻ = 1 - P _{LT_o}			0.93	0.93
Determine E _{LT} (Figure 9-7)			9.68	4.36
Compute E _{L2} = (1 - P _{THo} ⁻)/P _{LT_o}			0.00	0.00
Determine f _{mn} = 2(1 + P _{LT} /g)			0.06	0.06
Compute f _{LT} ** = f _m = [g/g] + [(g _o -g _r /g)[1/(1+P _{LT} (E _{L2} -1))] + [g _r /g][1/(1+P _{LT} (E _{L2} -1))] min = f _{mn} ; max = 1.00			0.78	0.88

** For special case of multilane approach opposed by single-lane approach or when g_r > g_a, see text.

Figure 9-30b. Supplemental left-turn worksheet for NB and SB approaches (single lane).

The results of the Capacity Analysis Module should be studied carefully for insights into operational problems, should they exist. In this case, the eastbound lane group v/c ratio is above 100 percent, indicating oversaturation. This problem will require further consideration, but the remainder of the computations will be completed first. Note that the v/c ratios for the two critical lane groups are not equal, indicating that green time is not proportionally allocated. The EB critical lane group has a v/c ratio of 1.119, whereas the SB critical lane group has a v/c ratio of 0.926. A reallocation of green time may be considered but should not be made without consideration of the results of the delay computations in the next module.

LOS Module Worksheet for Calculation 1

Level of service and delay are determined on the worksheet shown in Figure 9-32. Key values needed for this computation are entered from previous worksheets, and the formulas for uniform delay, progression adjustment factor, and incremental delay are implemented. Values of P , proportion of arrivals on green, computed previously are entered here.

The resulting lane group delays vary from LOS B to F on the basis of the criteria in Table 9-1. Because there is only one lane group per approach, approach delays and levels of service are the same as the lane group delays and levels of service.

The overall intersection delay cannot be computed here because the v/c ratio (1.119) on the eastbound approach exceeds the upper limit of the delay model. Thus, the delay for this approach is indeterminate.

In general, the intersection operation is marginal and could be improved. Note that the EB v/c ratio of 1.119 indicates that substantial queueing will take place on this approach during the peak 15 min of the peak hour. The maximum allowable v/c ratio for delay computation is $1/PHF$, or 1.11. Beyond this point the queue that forms during the peak 15 min could not be expected to clear during the peak hour, since the hourly volume would exceed the hourly capacity and the delay estimation model would not be valid. The overall allocation of green appears to result in an inequitable service to vehicles on all approaches. Clearly, some further consideration of the operation at this intersection is required.

It should be recalled that because the lane utilization adjustment factor was used, the results reflect the operation in the worst of two lanes. Also, it was suggested earlier in this chapter that multiple lanes tend to be much more evenly utilized at high v/c ratios. It would therefore be quite appropriate to repeat the analysis without the lane utilization factors, that is, to consider the operation as averaged over all lanes in the lane group. Thus, of course, would make no difference to the NB and SB approaches because only single lanes are involved. However, volumes on the EB and WB approaches were increased by 5 percent because of the two-lane approaches. The effect of eliminating this adjustment is seen in the Volume Adjustment Module Worksheet with no lane utilization factor (Figure 9-33). Note that the EB volume, which was critical in the previous analysis, has been reduced from 840 to 800 vph.

The effect of this reduction is propagated through all of the worksheets and is evident in the LOS Module Worksheet with no lane utilization factor (Figure 9-34). Note that the EB v/c ratio dropped from 1.119 to 1.027 and the delay dropped to 43.3 sec/vehicle. The overall intersection level of service may now be estimated because delay values have been computed for all movements. The overall intersection delay is the weighted average of

the approach delays with the approach flow rates used as the basis for weighting:

$$\begin{aligned} d_i &= [(800 \times 43.3) + (833 \times 19.8) + (466 \times 12.4) + (667 \times \\ &\quad + (800 + 833 + 466 + 667) \\ &= 26.5 \text{ sec/veh} \end{aligned}$$

The net effect was an improvement in the overall intersection level of service to LOS D. If it can be accepted that drivers on the EB approach would change lanes to maintain equilibrium in the lane distribution rather than suffering considerable extra delay per vehicle, it is reasonable to conclude that the revised analysis is appropriate.

The given signal timing of 40 sec for the NB and SB traffic and 30 sec for the EB and WB traffic (total phase time) has not balanced the delay or v/c ratios among the competing movements. A more equitable design would require some time to be taken from the N-S phase and given to the E-W phase. This can only be accomplished using an iterative trial-and-error procedure. Although this would normally be carried out with one of several available traffic signal timing design programs that implement the methodology of this chapter, it is possible, given enough time, to arrive at a manual solution using the worksheets.

Since the arrival types specified on the Input Module Worksheet indicate that this intersection is part of a coordinated system, it is logical to retain the 70-sec cycle throughout the process of reallocating green time. It can be demonstrated that an equal v/c solution would be obtained with total phase times of 38.6 and 31.4 sec to the N-S and E-W phases, respectively. The final LOS Module Worksheet shown in Figure 9-35 indicates that the v/c ratios for the two critical movements (SB and EB) will be equalized under these conditions.

At this point, the operation could be considered acceptable, but very near capacity. The v/c ratios are balanced on the critical approaches. There is no apparent need for phasing changes or geometric improvements.

CALCULATION 2: OPERATIONAL ANALYSIS OF THREE-PHASE, PRETIMED SIGNAL

The intersection of Sixth Street and Western Boulevard is shown on the worksheet in Figure 9-36. Sixth Street is a one-way local street in an outlying area, and Western Boulevard is a four-lane arterial. Because Sixth Street is one way, signalization must address the existence of left turns (in this case, a heavy movement) in one direction only on Western Boulevard by providing an exclusive left-turn lane and protected-plus-permitted phasing for the EB left turn.

The intersection is to be analyzed for the impact of volumes expected as a result of new development in the vicinity. The individual computational modules for this problem are discussed in the sections that follow.

Input Module Worksheet for Calculation 2

Several items are worthy of note on the Input Module Worksheet for Calculation 2 (Figure 9-36):

- 1 Sixth Street is a one-way street as noted. Thus, left turns

For example, if the time for the fourth vehicle was observed as 10.2 sec and the time for the 14th and last vehicle surveyed was 36.5 sec, the average saturation headway per vehicle would be

$$(36.5 - 10.2)/(14 - 4) = 26.3/10 = 2.63 \text{ sec/veh}$$

and the prevailing saturation flow rate in that cycle would be

$$3,600/2.63 = 1,369 \text{ vphpl}$$

In order to obtain a statistically significant value, a minimum

of 15 signal cycles with more than 8 vehicles in the initial queue is usually needed. An average of the saturation flow rate values in individual cycles represents then the prevailing local saturation flow rate for the surveyed lane. The percentage of heavy vehicles and turning vehicles in the sample used in the computations should be determined and noted for reference.

APPENDIX V

WORKSHEETS FOR USE IN ANALYSIS

<i>WORKSHEET</i>	<i>PAGE</i>
Input Module Worksheet	9-110
Volume Adjustment Module Worksheet	9-111
Saturation Flow Rate Module Worksheet	9-112
Supplemental Worksheet for Permitted Left Turns: Multilane Approach	9-113
Supplemental Worksheet for Permitted Left Turns: Single-Lane Approach	9-114
Capacity Analysis Module Worksheet	9-115
LOS Module Worksheet	9-116
Supplemental Uniform Delay Worksheet for Left Turns from Exclusive Lanes with Primary and Secondary Phases	9-117
Planning Method Input Worksheet	9-118
Planning Method Lane Volume Worksheet	9-119
Planning Method Signal Operations Worksheet	9-120
Field Intersection Delay Worksheet	9-121
Field Saturation Flow Rate Study Worksheet	9-122

INPUT MODULE WORKSHEET

Intersection: _____ Date: _____

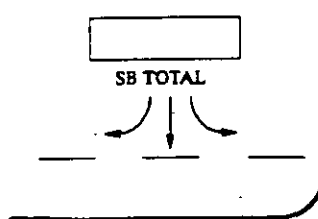
Analyst: _____ Time Period Analyzed: _____ Area Type: CBD Other

Project No.: _____ City/State: _____

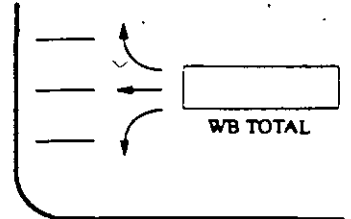
VOLUME AND GEOMETRICS



NORTH



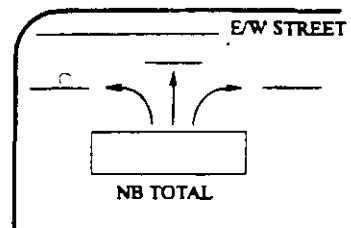
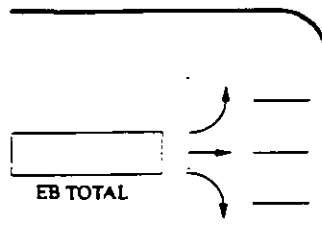
N/S STREET



LOST TIME PER PHASE (sec.):

IDENTIFY IN DIAGRAM:

1. Volumes
2. Lanes, lane widths
3. Movements by lane
4. Parking (PKG) locations
5. Bay storage lengths
6. Islands (physical or painted)
7. Bus stops



TRAFFIC AND ROADWAY CONDITIONS

Approach	Grade (%)	% HV	Adj. Pkg. Lane		Buses (N _b)	PHF	Conf. Peds. (peds./hr)	Pedestrian Button		Arr. Type
			Y or N	N _c				Y or N	Min. Timing	
EB										
WB										
NB										
SB										

Grade: + up, - down
 HV: veh. with more than 4 wheels
 N_c: pkg. maneuvers/hr

N_b: buses stopping/hr
 PHF: peak-hour factor
 Conf. Peds: Conflicting peds./hr

Min. Timing: min. green for pedestrian crossing
 Arr. Type: Type 1-6, or P

PHASING

D I A G R A M									
---------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Timing	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =	G = Y + AR =
--------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Pre-timed or Actuated			
Protected turns	Permitted turns	Pedestrian	Cycle Length

VOLUME ADJUSTMENT MODULE WORKSHEET

1 Appr.	2 Mvt.	3 Mvt. Volume (vph)	4 Peak Hour Factor PHF	5 Flow Rate v_p (vph) (3)/(4)	6 Lane Group	7 Flow Rate In Lane Group v_g (vph)	8 Number Of Lanes N	9 Lane Utilization Factor U Table 9-4	10 Adj. Flow v (vph) (7)*(9)	11 Prop. of LT or RT P_{LT} or P_{RT}
EB	LT									
	TH									
	RT									
WB	LT									
	TH									
	RT									
NB	LT									
	TH									
	RT									
SB	LT									
	TH									
	RT									

581

SATURATION FLOW RATE MODULE WORKSHEET

1 Appr.	2 Lane Group Mvt.	3 Ideal Sat. Flow (pcphgpl)	4 No. of Lanes N	ADJUSTMENT FACTORS									13 Adj. Sat Flow Rate s (vphg)
				5 Lane Width f_w Table 9-5	6 Heavy Veh f_{vh} Table 9-6	7 Grade f_g Table 9-7	8 Pkg. f_p Table 9-8	9 Bus Blockage f_m Table 9-9	10 Area Type f_a Table 9-10	11 Right Turn f_{rt} Table 9-11	12 Left Turn f_{lt} Table 9-12		
EB													
WB													
NB													
SB													

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PERMITTED LEFT TURNS				
*** For Use Where the Subject Approach is Opposed by a Multilane Approach ***				
APPROACH	EB	WB	NB	SB
Enter Cycle Length, C				
Enter Actual Green Time For Lane Group, G				
Enter Effective Green Time For Lane Group, g				
Enter Opposing Effective Green Time, g _o				
Enter Number of Lanes in Lane Group, N				
Enter Number of Opposing Lanes, N _o				
Enter Adjusted Left-Turn Flow Rate, v _{LT}				
Enter Proportion of Left Turns in Lane Group, P _{LT}				
Enter Adjusted Opposing Flow Rate, v _o				
Enter Lost Time per Phase, t _l				
Compute Left Turns per Cycle: LTC = v _{LT} C/3600				
Compute Opposing Flow per Lane, Per Cycle: v _{oc} = v _o C/(3600 N _o)				
Determine Opposing Platoon Ratio, R _{op} (Table 9-2 or Eq (9-7))				
Compute g _o ** = G exp (-0.882 LTC ^{0.717}) - t _l , g _o ≤ g				
Compute Opposing Queue Ratio: qr _o = 1 - R _{op} (g _o /C)				
Compute g _o using equation 9-17, g _o ≤ g				
Compute g _o : g _o = g - g _o if g _o ≥ g _o g _o = g - g _o if g _o < g _o				
Compute f _o = (875 - 0.625 v _o)/1000, f _o ≥ 0				
Compute P _{LT} † = P _{LT} [1 + ((N-1)g)/(f _o g _o + 4.5)]				
Determine E _{LT} (Figure 9-7)				
Compute f _{min} = 2(1 + P _{LT})/g				
Compute f _m : f _m = (g _o /g) + (g _o /g)[1/(1 + P _{LT} (E _{LT} - 1))] min = f _{min} ; max = 1.00				
Compute f _{LT} = [f _m + 0.91 (N-1)]/N‡				

** For special case of single-lane approach opposed by multilane approach, see text.

† If P_{LT} ≥ 1 for shared left-turn lanes with N > 1, then assume de facto left-turn lane and redo calculations.

‡ For permitted left turns with multiple exclusive left-turn lanes f_{LT} = f_m.

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PERMITTED LEFT TURNS				
*** For Use Where the Subject Approach is Opposed by a Single lane Approach ***				
APPROACH	EB	WB	NB	SB
Enter Cycle Length, C				
Enter Actual Green Time for Lane Group, G				
Enter Effective Green Time for Lane Group, g				
Enter Opposing Effective Green Time, g _o				
Enter Number of Lanes in Group, N				
Enter Adjusted Left-Turn Flow Rate, v _{LT}				
Enter Proportion of Left Turns in Lane Group, P _{LT}				
Enter Proportion of Left Turns in Opposing Flow, P _{LT_o}				
Enter Adjusted Opposing Flow Rate, v _o				
Enter Lost Time Per Phase, t _l				
Compute Left Turns per Cycle: LTC = v _{LT} C/3600				
Compute Opposing Flow per Lane, per Cycle: v _{ok} = v _o C/3600				
Determine Opposing Platoon Ratio, R _{po} (Table 9-2 or Eq [9-7])				
Compute g _r ** = G exp (-0.860 LTC ^{0.629}) - t _l g _r ≤ g				
Compute Opposing Queue Ratio: qr _o = 1 - R _{po} (g _o /C)				
Compute g _a = 4.943 v _{ok} ^{0.762} qr _o ^{1.061} · t _l g _a ≤ g				
Compute g _u : g _u = g - g _a if g _a ≥ g _r g _u = g - g _r if g _a < g _r				
Compute n = (g _a - g _r)/2, n ≥ 0				
Compute P _{T_{no}} = 1 - P _{LT_o}				
Determine E _{L1} (Figure 9-7)				
Compute E _{L2} = (1 - P _{T_{no}})/P _{LT_o}				
Determine f _{mn} = 2(1 + P _{LT})/g				
Compute f _{LT} ** = f _m = [g _r /g] + [(g _a - g _r)/g][1/(1 + P _{LT} (E _{L2} - 1))] + [g _o /g][1/(1 + P _{LT} (E _{L1} - 1))] min = f _{mn} ; max = 1.00				

** For special case of multilane approach opposed by single-lane approach or when g_r > g_a, see text.

CAPACITY ANALYSIS MODULE WORKSHEET

1 Lane Group Mov'ts	2 Phase Type (P,S,T)	3 Adj. Flow Rate (v)	4 Adj. Sat. Flow Rate (s)	5 Flow Ratio (v/s) [3]/[4]	6 Green Ratio g/C	7' Lane Group Capacity (c) [4]x[6]	8 Lane Group v/c Ratio (X) [3]/[7]	9 Critical Lane Grp. [*]

1 Permitted left turns subject to minimum capacity of $(1 + P_L) (3600/C)$ in column 7.

Cycle length, C _____ sec

$$X_c = Y \times C / (C-L) =$$

Lost Time per Cycle, L _____ sec

Y = Sum (v/s)_d = _____

LOS MODULE WORKSHEET

Cycle sec		First Term Delay				Second Term Delay			Lane Group		Approach	
1 Lane Group Movements	2 v/c Ratio X	3 Green Ratio g/C	4 Uniform Delay d ₁ sec/veh	5 Delay Adj. Factor DF	6 Lane Grp. Capacity C vph	7 d ₂ Cal. Term m	8 Incremental Delay d ₃ sec/veh	9 Delay (4)x(5) +(8) sec/veh	10 LOS	11 Delay sec/veh	12 LOS	
EB												
WB												
NB												
SB												

Intersection Delay _____ sec/veh

Intersection LOS _____

SUPPLEMENTAL UNIFORM DELAY WORKSHEET FOR LEFT TURNS WITH PRIMARY AND SECONDARY PHASES

INPUT DATA:		EBLT	WBLT	NBLT	SBLT
Adj. LT vol from Vol. Adjustment Worksheet	v	_____	_____	_____	_____
v/c ratio from Capacity Worksheet	X	_____	_____	_____	_____
Signal timing intervals:					
Primary phase effective green	g	_____	_____	_____	_____
Secondary phase green intervals	g _s	_____	_____	_____	_____
(From Supplemental Permitted LT Worksheet)	g _p	_____	_____	_____	_____
Cycle length, C _____ Red (C-g-g _s -g _p)	r	_____	_____	_____	_____
Arrival and Departure rates (veh/sec)					
Arrivals: v/(3600(max(X, 1.0)))	q _a	_____	_____	_____	_____
Primary ph. departures: s/3600	s _p	_____	_____	_____	_____
Secondary ph. departures: s(g _s + g _p)/(g _s × 3600)	s _s	_____	_____	_____	_____
COMPUTATIONS					
	Protected + Permitted (Leading Lefts)	Permitted + Protected (Lagging Lefts)	_____	_____	_____
X _{perm}	q _a (g _s + g _p)/s _s g _s	q _a (r + g _s + g _p)/s _s g _s	_____	_____	_____
X _{pro}	q _a (r + g)/s _p g	N/A	_____	_____	_____
CASE					
1. X _{perm} ≤ 1.0 & X _{pro} ≤ 1.0		4. X _{perm} ≤ 1.0	_____	_____	_____
2. X _{perm} ≤ 1.0 & X _{pro} > 1.0		5. X _{perm} > 1.0	_____	_____	_____
3. X _{perm} > 1.0 & X _{pro} ≤ 1.0			_____	_____	_____
Uniform queue sizes at transition points					
Queue at beginning of green arrow	Q _a	_____	_____	_____	_____
Queue at beginning of unsaturated green	Q _s	_____	_____	_____	_____
Residual queue	Q _r	_____	_____	_____	_____
Uniform delay from formulas below	d _u	_____	_____	_____	_____

CASE	Q _a	Q _s	Q _r	DELAY FORMULAS
1.	q _a r	q _a g _s	0	d _u = [.38/(q _a C)] [rQ _a + Q _a ² /(s _p -q _a) + g _s Q _a + Q _a ² /(s _s -q _a)]
2.	q _a r	Q _s + q _a g _s	Q _s - g _s (s _p -q _a)	d _u = [.38/(q _a C)] [rQ _a + g _s (Q _s +Q _a) + g _s (Q _s +Q _a) + Q _a ² /(s _s -q _a)]
3.	Q _s + q _a r	q _a g _s	Q _s - g _s (s _s -q _a)	d _u = [.38/(q _a C)] [g _s Q _s + g _s (Q _s +Q _a) + r(Q _s +Q _a) + Q _a ² /(s _s -q _a)]
4.	0	q _a (r + g _s)	0	d _u = [.38/(q _a C)] [(r + g _s)Q _s + Q _s ² /(s _s -q _a)]
5.	Q _s - g _s (s _s -q _a)	q _a (r + g _s)	0	d _u = [.38/(q _a C)] [(r + g _s)Q _s + g _s (Q _s +Q _a) + Q _s ² /(s _s -q _a)]

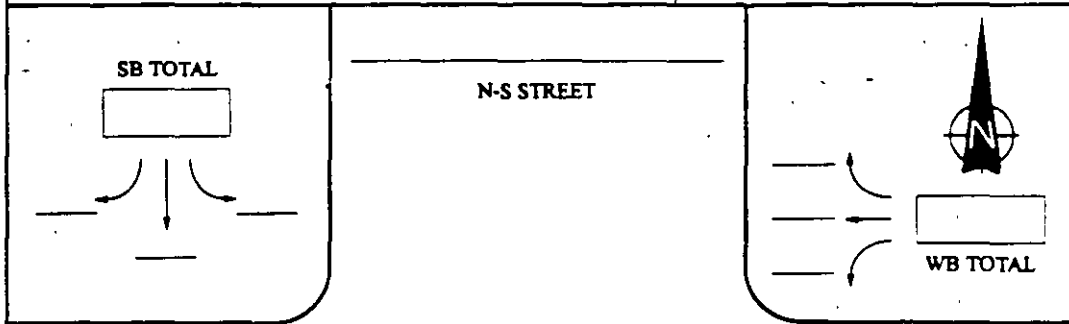


PLANNING METHOD INPUT WORKSHEET

Intersection: _____ Date: _____

Analyst: _____ Time Period Analyzed: _____

Project No.: _____ City/State: _____



APPROACH DATA	NB	SB	EB	WB
Parking Allowed	()	()	()	()
Coordination	()	()	()	()
Left-Turn Treatment				
Permitted	()	()	()	()
Protected	()	()	()	()
Not Opposed	()	()	()	()

Area Type
 CBD
 Other

PHF _____

Cycle Length
 Min _____
 Max _____

PLANNING METHOD LANE VOLUME WORKSHEET

Location: _____

Direction _____

Left Turn Movement

Right Turn Movement

Exclusive

Shared

RT Lane - - - RT Lane

- 1. LT volume _____
- 2. Opposing mainline volume _____
- 3. No of exclusive LT lanes _____
- 4. LT adjustment factor _____
(See instructions)

- 6. RT volume _____
- 7. RT Lanes _____ 1
- 8. RT adjustment factor _____
- RT lane vol: [9] _____ [10] _____

Gross product: [2] * [1] _____ ---->

5. LT lane volume: [1] / ([3] * [4])

Permitted Protected Not Opposed

0 _____

Through Movement

- 11. Through volume _____
- 12. Parking adjustment factor _____
- 13. No. of through lanes including shared lanes _____

----- Exclusive LT lane computations -----

- 14. Total approach volume: ([10] + [11]) / [12] _____
- 16. Left turn equivalence: (Figure 9-7) _____
- 18. Through lane volume: [14] / [13] _____
- 19. Critical lane volume: (See instructions) _____

----- Shared LT lane computations -----

- 14. Total approach volume: (See instructions) _____
- 15. Proportion of left turns in the lane group _____
- 16. Left turn equivalence: (Figure 9-7) _____
- 17. Left turn adjustment factor: (Table 9-15) _____
- 18. Through lane volume: [14] / ([13] * [17]) _____
- 19. Critical lane volume: Max([9], [18]) _____

Left Turn Check (if [16] > 8)

20. Permitted left turn sneaker capacity: 7200 / C_____

XXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXX

0.00

PLANNING METHOD SIGNAL OPERATIONS WORKSHEET

<u>Phase Plan Selection from Lane Volume Worksheets</u>	EASTBOUND	WESTBOUND	NORTHBOUND	SOUTHBOUND
Critical Through-RT lane volume: [19]	_____	_____	_____	_____
LT lane volume: [5]	_____	_____	_____	_____
Left turn protection: (Perm, Prot, N/O)	_____	_____	_____	_____
Dominant left turn: (Indicate by '*')	_____	_____	_____	_____
Selection Criteria based on the specified left turn treatment:	Plan 1: Perm	Perm	Perm	Perm
	Perm	N/O	Perm	N/O
	N/O	Perm	N/O	Perm
	Plan 2a: Perm	Prot	Perm	Prot
Plan 2b: Prot	Perm	Prot	Perm	
* Indicates the dominant left turn for each opposing pair	Plan 3a: *Prot	Prot	*Prot	Prot
	Plan 3b: Prot	*Prot	Prot	*Prot
	Plan 4: N/O	N/O	N/O	N/O
Phase plan selected (1 to 4)	_____	_____	_____	_____
Min. cycle [C _{min}] _____	Max cycle [C _{max}] _____	[PHF] (From Input Worksheet) _____		

Phasing Plan From Table 9-16

		----- EAST-WEST -----			----- NORTH-SOUTH -----			
	Note	Value	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 1	Phase 2	Phase 3
Movement codes			_____	_____	_____	_____	_____	_____
Critical Phase Volume [CV]			_____	_____	_____	_____	_____	_____
Critical-Sum [CS]	1	_____	_____	_____	_____	_____	_____	_____
Lost time/phase [PL]			_____	_____	_____	_____	_____	_____
Lost time/cycle [TL]	2	_____	_____	_____	_____	_____	_____	_____
CBD adjustment [CBD]	3	_____	_____	_____	_____	_____	_____	_____
Critical v/c ratio [X _{cm}]	4	_____	_____	_____	_____	_____	_____	_____
Intersection status	5	_____	_____	_____	_____	_____	_____	_____

Optional Timing Plan Computation

Reference Sum [RS]	6	_____	_____	_____	_____	_____	_____	_____
Cycle length [CYC]	7	_____	_____	_____	_____	_____	_____	_____
Green time	8	_____	_____	_____	_____	_____	_____	_____

Notes

1. Critical sum = Sum of critical phase volumes [CV's] for all phases.
2. Lost time/cycle = Sum of all lost times/phase, [PL's].
3. CBD adjustment = .9 within CBD, 1.0 elsewhere.
4. Critical v/c ratio = $CS / ((1 - [TL] / C_{max}) * 1900 * [CBD] * [PHF])$.
5. Status: (See instructions).
6. Reference Sum = $1710 * [PHF] * [CBD]$.
7. Cycle length = $[TL] / (1 - (\text{Min}([CS], [RS]) / [RS]))$, Subject to [C_{min}] and [C_{max}].
8. Green time = $([CYC] - [TL]) * ([CV] / [CS]) + [PL]$.

INTERSECTION DELAY WORKSHEET

NUMBER OF STOPPED VEHICLES									
MIN.	SEC.								
Totals									

$V = \dots$
Delay = $\frac{\sum V_i \times I}{V} = \dots$

Volume $V = \dots$

FIELD SATURATION FLOW RATE STUDY WORKSHEET

Location: _____

Date: ____/____/____ Time: _____ City: _____

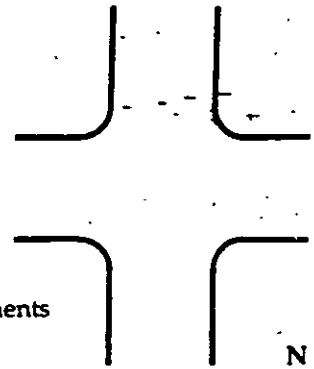
_____ Bound Traffic; Approaching From the _____

Observers: _____ Weather: _____

Movements Allowed

- Thru
- Right Turn
- Left Turn

Identify all Lane Movements
& The Lane Studied



Veh. in Queue	Cycle 1			Cycle 2			Cycle 3			Cycle 4			Cycle 5			Cycle 6		
	Time	HV	T	Time	HV	T	Time	HV	T	Time	HV	T	Time	HV	T	Time	HV	T
1																		
2																		
3																		
4	█			█			█			█			█			█		
5																		
6																		
7																		
8																		
9																		
10	█			█			█			█			█			█		
11																		
12																		
13																		
14																		
15																		
16																		
17																		
18																		
19																		
20																		
End of Saturation		█	█		█	█		█	█		█	█		█	█		█	█
End of Green	█	█	█		█	█		█	█		█	█		█	█		█	█
No. Veh. > 20																		
No. Veh. on Yellow																		

HV = Heavy Vehicles (Vehicles with more than 4 tires)
 T = Turning Vehicles (L = Left, R = Right)
 Pedestrians and buses which block vehicles should be noted with the time that they block traffic, i.e.
 P12 = pedestrians blocked traffic for 12 sec
 B15 = bus blocked traffic for 15 sec

Grade: _____ Area Type: _____

522

ERRATA

En la página 5-8 .el periodo segundo dice:

Al final la velocidad disminuye muy suavemente hasta llegar a cero, lo que se explica porque en esa región la separación entre vehículos (que es lo que va reduciéndose para mantener casi constante la brecha), es muy pequeña en relación a la longitud del vehículo, que es invariable, de manera que el espaciamiento va disminuyendo muy lentamente y cada vez menos.

Debe decir:

Al final la velocidad disminuye muy suavemente hasta llegar a cero, lo que se explica porque en esa región la mayor parte de los vehículos están en pelotones, (flujo forzado) y no es la densidad la que actúa sobre la velocidad, sino ésta sobre aquélla. Pequeñas reducciones en la velocidad pueden causar rápidamente congestión que inmovilice la corriente vehicular.2





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

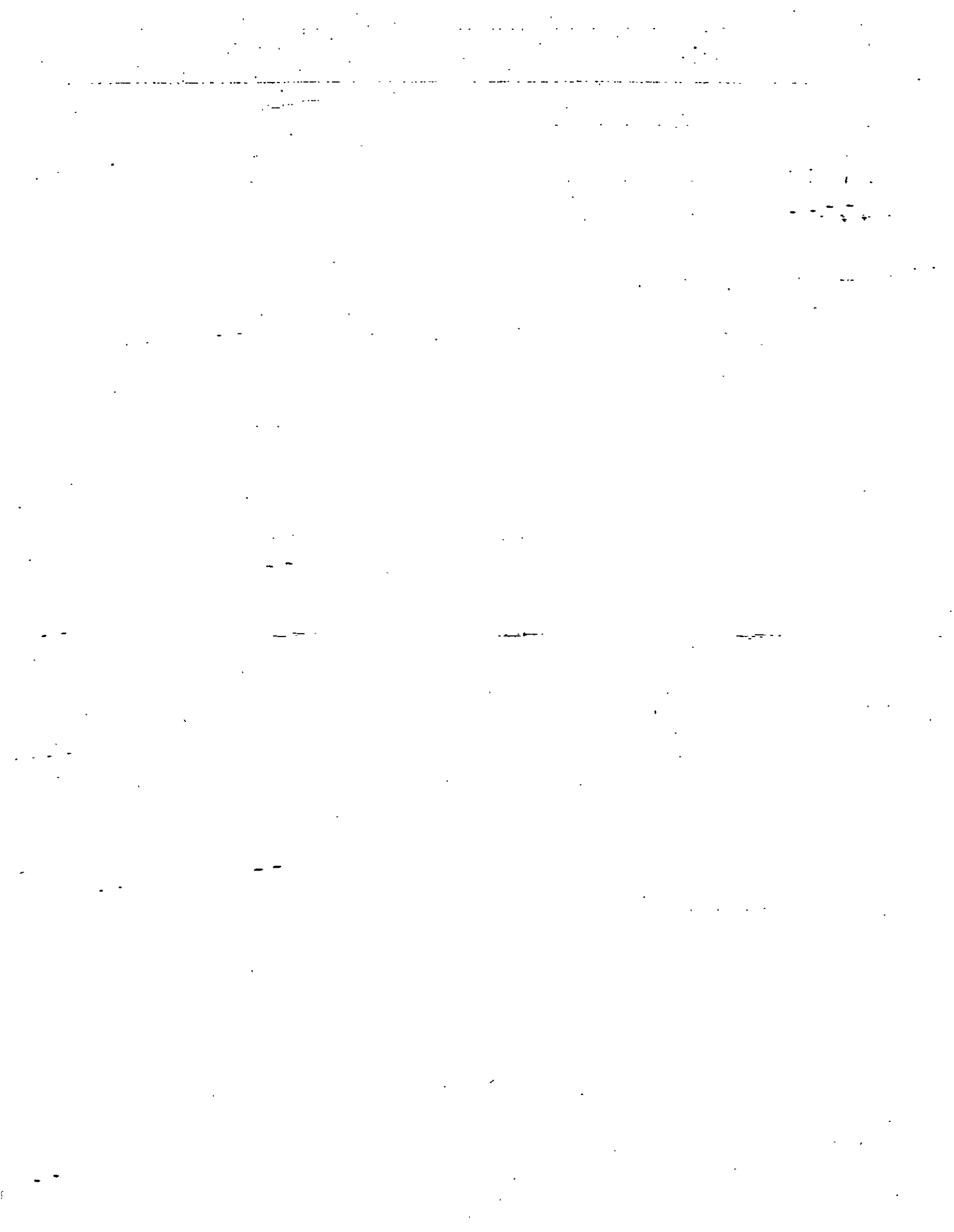
MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

FUNDAMENTOS DE CAPACIDAD VIAL

EXPOSITOR: DR. GUIDO RADELAT EGÜES

1997

579



5. FUNDAMENTOS DE CAPACIDAD VIAL

Por Guido Radelat Egües

CONCEPTOS DE VOLUMEN MAXIMO Y CAPACIDAD

Génesis del concepto de capacidad vial

Durante los años treinta y cuarenta, cuando la ingeniería de tránsito llegaba a la mayoría de edad, hubo gran inquietud por cuantificar el diseño de las vías con respecto al tránsito que iban a servir, y de cierto modo, convertir el arte de la ingeniería de tránsito en una verdadera técnica. La demanda de tránsito, expresada en volumen, debía satisfacerse con una oferta de tránsito expresada también en volumen, que se llamaría *capacidad vial*. Entonces sería posible diseñar los elementos geométricos y de regulación de la circulación a fin de proporcionar una capacidad, en vehículos por hora, superior a los vehículos por hora que se estimara pasarían por la vía en el año de diseño.

Existían diversos procedimientos teóricos que estimaban la capacidad vial basados en principios racionales, pero el fenómeno comprendía tantas variables desconocidas (especialmente en lo tocante a las reacciones humana) que se pensó que lo más práctico sería elaborar un procedimiento basado mayormente en datos tomados en el terreno que establecieran relaciones empíricas entre las características del tránsito y las vías, y la capacidad de éstas. En los Estados Unidos, la tarea de crear ese procedimiento fue acometida por el "Bureau of Public Roads" (que hoy se llama "Federal Highway Administration") y fue dirigida por el ingeniero Olav Koch Normann. El fruto de esa labor fue el primer "Manual de Capacidad Vial" ("Highway Capacity Manual") norteamericano¹ que vio la luz en 1950. Su precio, un dólar.

El manual estableció tres tipos de capacidades viales, pero la que perduró, con pocos cambios, fue la llamada "capacidad práctica", que definió como "número máximo de vehículos que pueden pasar por un punto dado de un camión o calzada durante una hora, en condiciones imperantes de vía y tránsito"². Es decir, que es el volumen horario máximo que puede pasar durante una hora, aunque puede ser que en algunos periodos menores que la hora el volumen horario posible sea menor.

El Manual fue un éxito de librería y se tradujo a los principales idiomas del mundo inclusive el castellano. Luego, en 1965 la "Highway Research Board" de los Estados Unidos (que hoy se llama "Transportation Research Board"), con el apoyo del "Bureau of Public Road, preparó una segunda edición del Manual de Capacidad Vial. Veinte años después, en 1985 la Transportation Research Board editó la tercera edición, y en 1994 publicó una actualización de ocho capítulos de la misma³.

¹ Estados Unidos, Bureau of Public Roads: *Highway Capacity Manual* (Washington, DC: Superintendent of Documents, 1950) 14^o p.

² *Ibid.*, 6.

³ *Highway capacity manual: Special Report 209* de la Transportation Research Board, 3a. Ed., actualización de 1994 (Washington DC, TRB, 1984).

Uno de los cambios más importantes que se hicieron en las últimas ediciones fue ~~eliminar~~ solamente un valor de capacidad, que correspondió aproximadamente a la "capacidad práctica" de la edición de 1950 y que se llamó "capacidad" a secas. La capacidad vial se define ahora como "el máximo volumen horario de personas o vehículos que razonablemente se pueda esperar pasen por un punto o tramo uniforme de un carril o calzada durante un periodo de tiempo dado en condiciones imperantes de vía, tránsito y control"⁴. Sigue siendo el volumen que pasa por un punto, esto es, por un punto aislado o por cualquier punto de un tramo uniforme.

La diferencia con la definición de 1950 es que aunque la capacidad se exprese en vehículos por hora, la demanda se divide entre el factor de pico horario, a fin de estimar el volumen en la fracción de la hora pico de máximo volumen. La fracción que se utiliza es un periodo de 15 minutos y como se recordará, este factor se calcula dividiendo el volumen horario medido en una hora entre el volumen horario medido en el periodo de 15 minutos de mayor demanda. De esta forma el factor es igual o menor que la unidad y al dividir la demanda en una hora entre el, generalmente se agranda la demanda. Todo esto es equivalente a aplicar la capacidad solamente al cuarto de hora de mayor demanda.

Volumen máximo teórico por un carril

Según se vio en el Tema 3 el volumen es el inverso del el intervalo medio entre vehículos, de modo que el volumen máximo en un carril (o calzada) ocurrirá cuando el intervalo medio sea mínimo. Para que esto suceda se deben cumplir las siguientes condiciones:

1. Los vehículos deben circular formando un pelotón de manera que haya siempre intervalos de seguimiento entre ellos.
2. La velocidad de los vehículos debe ser máxima para que los intervalos de seguimiento sean mínimos. En efecto, como el intervalo es la suma del paso del vehículo y la brecha con el vehículo que sigue, a mayor velocidad corresponderá un paso menor. La brecha, por su parte, no cambia mucho con la velocidad como se mostró en el Tema 3.

Ningún conductor de vehículo que sea miembro de un pelotón desea ir a una velocidad menor que el cabeza de pelotón, pues de lo contrario iría detrás del pelotón, alejándose cada vez más de él, solo o formando parte de un pelotón más lento. Por lo tanto, la velocidad del pelotón estará gobernada en gran medida por la velocidad de su cabeza.

EJEMPLO: Supongase que un grupo de automóviles, todos de 5.0 metros de longitud, circulan en un pelotón. Supongase también que la brecha entre ellos es fija y tiene un valor de 1.3 segundos. Se desea saber cuál sería el volumen máximo teórico que pudiera circular si el pelotón se prolongara indefinidamente y se desplazase a velocidades comprendidas entre 5 y 100 km por hora.

⁴ Ibid., I-3, I-4.

Tabla 5-1
Relación entre la velocidad de un pelotón de automóviles de 5 m de largo
y el volumen teórico que generan

Velocidad (km-h)	Brecha media (s)	Paso (s)	Intervalo (s)	Volumen máximo (v/h)
5	1.3	3.60	4.90	735
10	1.3	1.80	3.10	1165
15	1.3	1.20	2.50	1440
20	1.3	0.90	2.20	1636
25	1.3	0.72	2.02	1782
30	1.3	0.60	1.90	1895
35	1.3	0.51	1.81	1984
40	1.3	0.45	1.75	2057
45	1.3	0.40	1.70	2117
50	1.3	0.36	1.66	2168
55	1.3	0.33	1.63	2208
60	1.3	0.30	1.60	2250
70	1.3	0.26	1.56	2308
80	1.3	0.23	1.53	2354
90	1.3	0.20	1.50	2400
100	1.3	0.18	1.48	2432

El volumen máximo teórico se halla dividiendo el número de segundos en una hora entre la suma del paso y la brecha. El paso es el cociente entre la longitud del vehículo y su velocidad. Si la longitud del vehículo es de 5 m, la brecha de 1.3 s, y la velocidad del vehículo está dada en km/h, el volumen máximo teórico estará dado por la siguiente expresión

$$\text{Volumen máximo teórico} = \frac{3,600}{\frac{5}{\text{velocidad}} + 1.3} \quad 5.1$$

La Tabla 5-1 presenta los volúmenes máximos teóricos para velocidades entre 5 y 100 km/h calculados con la Ecuación 5.1. Recuerdese que esos volúmenes corresponden a un pelotón en que todos los vehículos son automóviles de 5 m, que se siguen unos a otros con una brecha intervehicular de 1.3 s y que los volúmenes se mantienen mientras el pelotón está pasando por el punto de observación.

El volumen máximo teórico difiere del volumen máximo real en que la longitud, velocidad y brecha de los vehículos se suponen constantes mientras que en el real no lo son. También la capacidad es distinta al volumen máximo real. Este se mide durante el tiempo en que pasa un pelotón por un punto de la vía, en las condiciones que ocurren en el momento de medirlo, que pueden ser extremas. La capacidad, en cambio, se mide durante un periodo fijo (tal como 15 minutos), en el que pasan pelotones, claros entre pelotones y vehículos aislados, en condiciones imperantes, no extremas.

Como es de esperar, los volúmenes máximos teóricos del ejemplo pueden ser mucho mayores que las capacidades que existen en el mundo real. Hemos observado⁵, sin

⁵ Guido Radelat, "Estudio sobre velocidad de corrientes vehiculares continuas y capacidad de vías", en las Memorias del VI Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte, Tomo II, Popayán, Colombia, Universidad del Cauca, 1990), 64

embargo, volúmenes en autopistas de alrededor de 2,200 v/h/carril, circulando a unos 70 km/h, para lo que la Ecuación 5.1 daría 2308 v/h/carril. En carreteras de dos carriles a diferencia es más grande, pues a una velocidad de aproximadamente 40 km/h estimamos⁶ una capacidad de alrededor de 3,000 automóviles/h en los dos sentidos, es decir en dos carriles, para los que la Ecuación 5.1 indicaría 4,222 autos/h. La razón principal de la discrepancia es que en la vida real casi nunca sucede que todos los vehículos circulen formando un solo pelotón durante, digamos, 15 minutos, sino que suelen ocurrir claros entre pelotones debido a las diferencias entre las velocidades de los cabezas de cada pelotón y también las de vehículos aislados. Los claros tienden a llenarse más fácilmente en las autopistas donde las brechas que se aceptan para adelantar son del orden de los 5 s y no suele haber restricciones por falta de visibilidad. En carreteras de dos carriles, donde las brechas para adelantar son tres veces mayores y los adelantamientos están limitados por las distancias visibles, los claros entre pelotones son mucho más difíciles de llenar.

En vías de circulación discontinua, como las arterias urbanas, las capacidades son aun menores, pues sólo se puede circular cuando el semáforo está en verde, existen los tiempos perdidos por arranque de cola y hay innumerables impedimentos al tránsito.

Congestión

Hemos dicho que la congestión de tránsito ocurre cuando la demanda de tránsito es superior a la capacidad de la vía, lo que es cierto. Ahora, hablando con más propiedad podemos decir que la congestión se desencadena no solamente cuando se excede la capacidad sino también cuando se rebasa el volumen máximo que puede circular por la vía en un momento dado. Veamos el siguiente ejemplo.

↳ **EJEMPLO:** Supóngase ahora que un pelotón con las mismas características del pelotón del ejemplo anterior va por un carril de una carretera de dos carriles, en una zona donde no hay visibilidad para adelantar y nadie adelanta. El cabeza de pelotón avanza a 80 km/h y todos los demás lo siguen a su misma velocidad, de manera que la corriente vehicular circula a razón 2354 por hora v/h, de acuerdo con la Tabla 5-1. Supóngase ahora que (1) los vehículos llegan a una curva tan cerrada que limita la velocidad a 50 km/h, o bien (2) que de la entrada de una finca entra en la vía un conductor anciano en un camión muy viejo que se coloca delante del cabeza de pelotón y no desarrolla más que 50 km/h. En un caso u otro, según la Tabla 5-1 a esa velocidad no pueden circular más de 2168 v/h, pero siguen llegando vehículos a razón de 2354 por hora, es decir 186 v/h más de lo que puede evacuar la vía. En esas circunstancias los vehículos van reduciendo su velocidad aun a menos de 50 km/h para mantener su brecha. Si el pelotón es corto, las reducciones de velocidad no serán demasiado drásticas, y cuando la perturbación llega al final del pelotón éste se habrá adaptado a la nueva situación aumentando su densidad y prosiguiendo a 50 km/h.

Si por el contrario el pelotón es largo, las reducciones de velocidad hacen disminuir más el volumen máximo que puede circular, agravando la situación, al extremo que los vehículos empiezan a detenerse y se produce una onda perturbadora de vehículos

⁶ Ibid., 64

detereniéndose que avanza corriente arriba. ¿Hasta dónde? Hasta que llega al final del pelotón y se disipa en el claro entre pelotones, si éste es bastante largo.

A partir de la detención del primer vehículo, los vehículos avanzan a velocidades llamadas de *descarga de cola*, similares a las de los vehículos que entran en una intersección semaforizada cuando el semáforo exhibe la indicación verde. Como puede observarse en la Tabla 3-3 los intervalos entre vehículos cuando arrancan son del orden de los 3 segundos, que corresponden a un volumen máximo de unos 1,000 v/h de acuerdo a la Tabla 5-1.

El ejemplo es más dramático de lo que sucede en la realidad, pues intenta poner de relieve lo siguiente:

1. La congestión puede originarse aun cuando la demanda de tránsito sea menor que la capacidad de la vía, pues basta que en algún momento la demanda supere al volumen máximo posible para que se desencadene la congestión que puede durar poco o mucho según las circunstancias.
2. La congestión puede ocurrir por una disminución en el volumen máximo posible motivado por las características de la vía (caso 1 del ejemplo), pero también por las características del tránsito (caso 2 del ejemplo), del medio ambiente (si empieza a llover), etc. Desde luego, que para que haya congestión, la demanda de tránsito tiene que alcanzar ciertos niveles, pero la congestión se va a manifestar donde y cuando haya una *reducción* en el volumen máximo posible.
3. Cuando hay una reducción momentánea en el volumen máximo posible que causa una detención en la corriente vehicular, esta anomalía reduce aun más ese volumen posible pues se crean colas que deberán descargarse lentamente. Esto es lo que llaman algunos investigadores "el fenómeno de las dos capacidades".
4. Una vez que se manifiesta la congestión, el punto o tramo de la vía donde el volumen máximo posible es mínimo no es fijo, sino que se desplaza a lo largo de ella, y para estudiar la congestión a veces es preciso examinar una porción substancial de un sistema vial, no solamente un punto o tramo uniforme.

CONCEPTO Y DEFINICIONES DE NIVEL DE SERVICIO

Génesis del nivel de servicio

La segunda edición del manual de capacidad norteamericano y las siguientes no se dedicaron solamente a orientar el diseño vial, sino que ampliaron su campo de aplicación a las actividades de planeamiento y análisis de circulación. De acuerdo con sus nuevos objetivos fue necesario determinar no solamente cuantos vehículos podían circular por una vía sino también cuál sería la calidad del servicio que la vía podría brindar a sus usuarios. Eso fue lo que se llamó *nivel de servicio*.

La última edición de ese manual define nivel de servicio como:

Medida cualitativa que describe las condiciones de circulación en una corriente vehicular, caracterizada generalmente por ciertos parámetros tales como velocidad y tiempo de recorrido, libertad para maniobrar, interrupciones de la circulación, comodidad y seguridad⁷.

Los niveles de servicio se designan con letras que van de la A (circulación óptima) a F (circulación pésima). Las otras letras representan condiciones intermedias. Frecuentemente el nivel E designa el final del flujo forzado, cuando se alcanza la capacidad, y el F el flujo congestionado cuando la circulación suele ser intermitente. Los niveles C y D se utilizan frecuentemente como pautas de diseño.

Ha habido gran disparidad de criterios en la selección de los parámetros que determinan los niveles de servicio. Tradicionalmente el ingeniero de tránsito prefería usar parámetros como el volumen, que él medía y conocía con frecuencia. Muchos de esos ingenieros utilizaban la relación volumen/capacidad como parámetro preferente. El usuario de la vía, por el contrario, prefiere referirse a un parámetro que él pueda percibir como tiempo de recorrido, demoras, frecuencia de las paradas, etc. Todos esos parámetros son cuantificables, pero también influyen en el nivel de servicio percibido por el usuario de la vía otros aspectos de ella que son tan difíciles de cuantificar, que se denominan "intangibles". Entre ellos se encuentran las condiciones estéticas de la vía y su entorno, los servicios que ofrece al usuario y la inseguridad que pueda provocar la delincuencia.

La velocidad se usó mucho en la segunda edición del manual norteamericano, pero últimamente no se utiliza en vías rápidas, porque es poco sensitiva a los cambios de volúmenes, quizás porque los conductores modernos estén más acostumbrados a mantener altas velocidades a altas densidades. Esto nos lleva a abordar de nuevo el tema de la relación entre los parámetros macroscópicos de las corrientes vehiculares, de los que se habló en el Tema 3.

El modelo de Greenshields

En el lejano año de 1934, Greenshields publicó un trabajo⁸ donde describe un modelo que relaciona matemáticamente los parámetros macroscópicos del tránsito: volumen, velocidad y densidad. Mediante observaciones de campo estableció la siguiente relación lineal entre densidad y velocidad:

$$V = V_f - K\left(\frac{V_f}{K_0}\right) \quad 5.2$$

Donde: V = velocidad
 V_f = velocidad a flujo libre

⁷ Highway capacity manual, 3a Ed., actualización de 1994, A-3

⁸ Bruce D. Greenshields, "A study of traffic capacity", *Proceedings, Highway Research Board* (Washington, DC: Transportation Research Board, 1934), 448-477

K = densidad

K_0 = densidad estática (cuando la velocidad es cero)

Lo que Greenshields midió fue el volumen y la velocidad en una base de 26.8 m, luego en virtud de la ecuación fundamental del tránsito estimó la densidad dividiendo volumen entre velocidad. Suponemos que esa densidad sería un estimativo de la densidad media en una base de para medir la velocidad y durante el periodo de observación.

Luego, utilizó de nuevo la ecuación fundamental del tránsito:

$$Q = KV \quad 5.3$$

donde: Q = volumen

y la Ecuación 5.2 para obtener la relación entre la densidad y el volumen:

$$Q = V_f \left(K - \frac{K^2}{K_0} \right) \quad 5.4$$

Por último, combinando las Ecuaciones 5.2 y 5.4 Greenshields derivó la relación entre el volumen y la velocidad:

$$V = \frac{V_f \pm \sqrt{V_f^2 - 4(V_f / K_0)Q}}{2} \quad 5.5$$

Las curvas que representan estas ecuaciones se muestran en la Figura 5-1.

Las curvas densidad-volumen y volumen-velocidad son parábolas, de modo que en la primera de ellas, la densidad a la que el volumen es máximo (densidad crítica), K_m , es la mitad de la densidad estática. En forma similar, en la curva volumen-velocidad la velocidad que corresponde al volumen máximo (velocidad crítica), V_m , es la mitad de la velocidad a flujo libre.

Examinando el trabajo de Greenshields a la luz de lo que se ha dicho en el Tema 3, se llega a la conclusión de que no usó un método muy riguroso y que sus resultados no son exactos. Después se han elaborado otros modelos más precisos, pero que tampoco son perfectos. El modelo de Greenshields representó un verdadero descubrimiento en su época, y ha resistido los embates del tiempo debido a su sencillez. Su utilidad es que ayuda a comprender claramente las formas de las relaciones entre los parámetros del tránsito.

Observaciones posteriores en el terreno indican que la relación entre la densidad y la velocidad no es lineal sino una curva de la forma que se presenta en la Figura 5-2. La forma de esta curva parece lógica pues arranca con una pendiente horizontal, lo que es de esperar, pues cuando hay dos o tres vehículos por kilómetro el efecto de la densidad es prácticamente

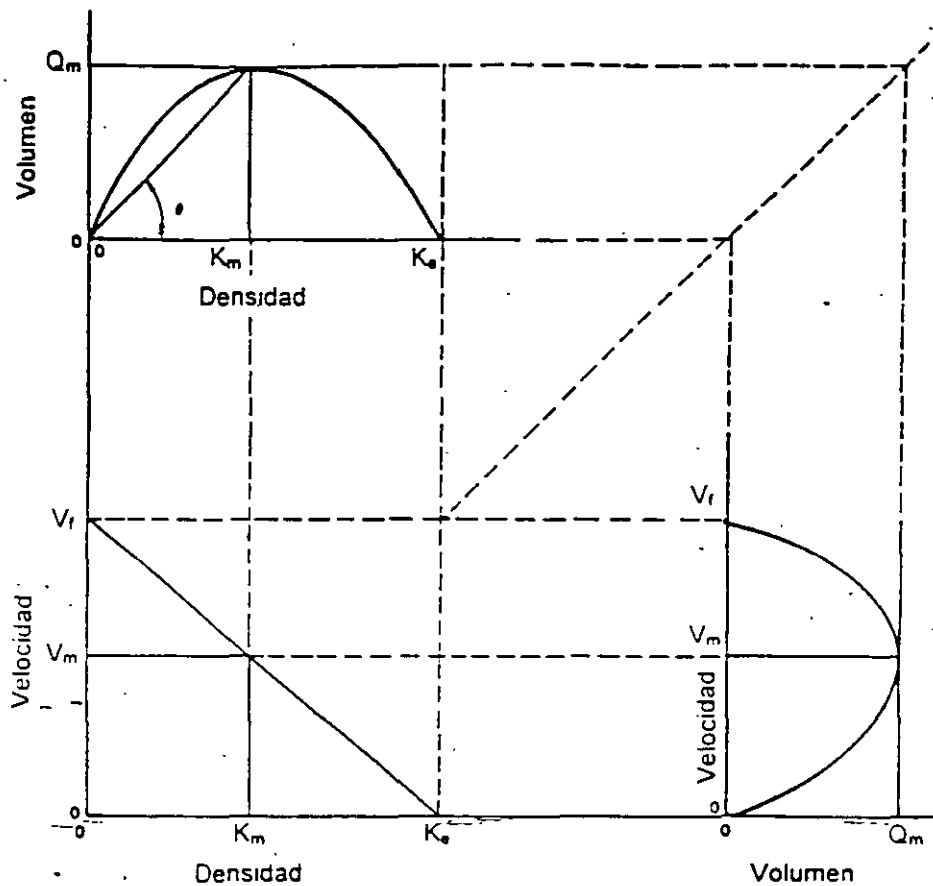


Figura 5-1 Representación gráfica de las ecuaciones del modelo de Greenshields.

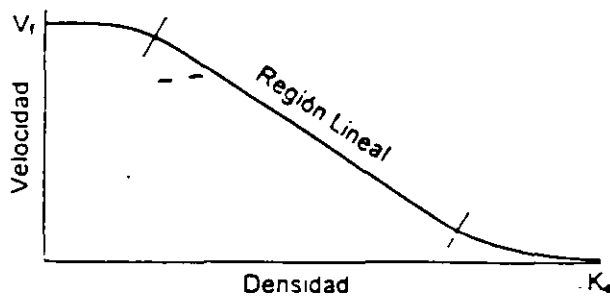


Figura 5-2 Forma de la curva densidad-velocidad según observaciones en el terreno.

nula. Al final, la velocidad disminuye muy suavemente hasta llegar a cero, lo que se explica porque en esa región la separación entre vehículos (que es lo que va reduciéndose para mantener casi constante la brecha), es muy pequeña en relación a la longitud del vehículo, que es invariable, de manera que el espaciamiento entre vehículos va disminuyendo muy lentamente y cada vez menos. Como la forma de las demás curvas dependen de la de la curva densidad-velocidad, al cambiar la forma de ésta cambiará la de aquéllas.

Un detalle interesante es que, como indican la curva generalizada de la Figura 3-17 y la curva volumen- velocidad de la Figura 5-1, a un aumento de volumen corresponde una disminución de la velocidad (realmente a partir de cierto umbral), pues al incrementarse la interacción vehicular se reduce la velocidad media. Es decir que el volumen actúa como variable independiente y la velocidad como dependiente. Sin embargo, cuando se alcanza el régimen de flujo forzado en que la mayoría de los vehículos circulan en pelotones los papeles se invierten; *es la velocidad la que gobierna al volumen.*

EL MANUAL NORTEAMERICANO DE CAPACIDAD DE 1985 (ACTUALIZADO PARCIALMENTE EN 1994) Y SU PROCEDIMIENTO

Ya se ha presentado cómo define los conceptos de capacidad y niveles de servicio la última versión del manual de capacidad norteamericano. La Tabla 5.2 muestra los distintos parámetros que usa esta versión para determinar los niveles de servicio según el tipo de vía.

Tabla 5-2
Parámetros que determinan los niveles de servicio en el Manual de Capacidad Norteamericano de 1985, actualización de 1994

Tipo de vía	Parámetros
Autopistas	
Segmentos básicos	Densidad
Tramos de entrecruce	Velocidad media de recorrido
Ramales y sus empalmes	Volumen
Carreteras multicarriles	Densidad
	Velocidad a flujo libre
Carreteras de dos carriles	Porcentaje de duración de demora
	Velocidad media de recorrido
Intersecciones semaforizadas	Tiempo medio de detencion
Intersecciones sin semáforos	Demora total media
Arterias	Velocidad media de recorrido
Transporte colectivo	Factor de carga
Peatones	Espacio peatonal

FUENTE. *Highway capacity manual. Special Report 209* de la Transportation Research Board, 3a. Ed., actualización de 1994 (Washington, DC TRB, 1984), 1-5

El volumen de servicio

La ecuación que relaciona el volumen con la velocidad hallada en forma empírica, constituyó la relación más importante en los primeros manuales de capacidad, pues la velocidad era el parámetro más utilizado para determinar el nivel de servicio, mientras que el volumen era el que designaba la capacidad. Como puede apreciarse en la Tabla 5-2, últimamente la velocidad ha perdido importancia como parámetro de nivel de servicio, pero continua siendo relevante la relación entre el volumen y el parámetro de nivel de servicio, cualquiera que sea éste, porque sirve para establecer los llamados *volumenes de servicio*. El último manual de capacidad vial norteamericano define el volumen de servicio como:

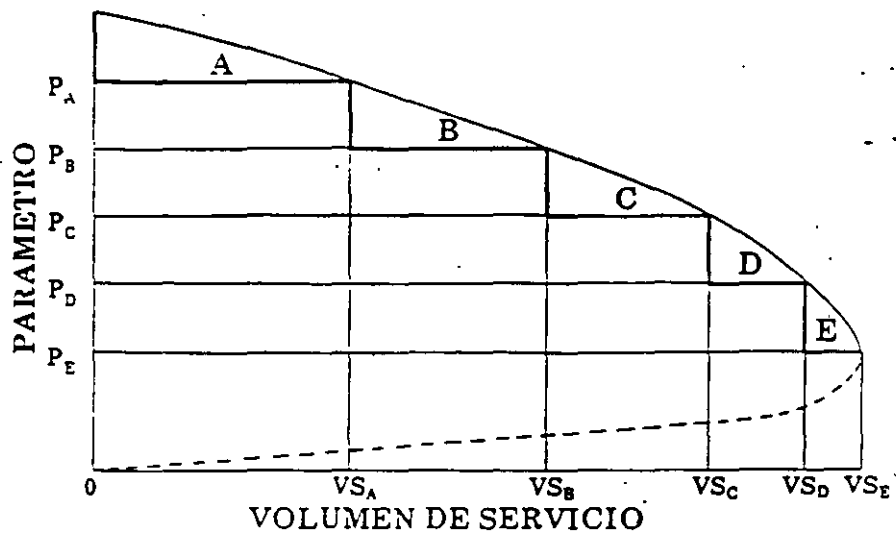


Figura 5-3 Curva generalizada de volumen contra el parámetro que lo define.

El máximo volumen horario de personas o vehículos que razonablemente se pueda esperar pasen por un punto o tramo uniforme de un carril o calzada durante un periodo de tiempo dado (generalmente 15 minutos) en condiciones imperantes de vía, tránsito y control dentro de un nivel de servicio especificado. Se expresan en vehículos por hora o vehicular por hora y por carril.⁹

El volumen de servicio constituye el límite superior del volumen que puede circular a un nivel de servicio para unas condiciones determinadas. La Figura 5-3 muestra una relación generalizada entre volumen de servicio y los valores límites del parámetro del nivel de servicio. Una vez establecidos los volúmenes de servicio y conocido o estimado el volumen de demanda, es posible determinar el nivel de servicio presente o futuro.

Procedimiento básico y su evolución

Tradicionalmente el manual de capacidad empieza por establecer un valor para la capacidad u otra variable análoga de una calzada, carril o grupo de carriles para condiciones consideradas como ideales, basado en observaciones de campo. Luego, ese valor se reduce mediante la aplicación de factores de corrección menores que la unidad que reflejan el grado en que las condiciones estudiadas se apartan de las ideales. El producto de esos factores por la capacidad ideal es la capacidad que ese estima para las condiciones estudiadas. Estos factores también se suelen aplicar a los volúmenes de servicio correspondientes a condiciones ideales, aunque a veces las condiciones a capacidad son tan particulares que exigirían la aplicación de factores distintos a los volúmenes de servicio. Conforme van apareciendo nuevas ediciones del manual, el procedimiento se va haciendo más complicado y

⁹ Highway capacity manual, 3a Ed., actualización de 1994, A-4

más peculiar para el tipo de vía considerado, y se va apartando de las pautas primitivas que seguía el manual, por lo que ya es difícil generalizar.

La importancia de la capacidad ha ido disminuyendo y la de los niveles de servicio aumentando, de manera que las últimas ediciones son más bien manuales de nivel de servicio que de capacidad. Como ya se ha visto, la velocidad también ha perdido importancia como parámetro para definir el nivel de servicio pues últimamente se ha observado que la velocidad en vías rápidas (autopistas y carreteras multicarriles o autovías) no es muy sensitiva a los cambios de volumen excepto cuando estos alcanzan valores substanciales. En estas vías se considera que el régimen a flujo libre (y las altas velocidades que lleva aparejado) se mantiene, en condiciones ideales, hasta volúmenes de unos 1,400 autos/h/carril. De este modo si se usara la velocidad para determinar el nivel de servicio, el nivel A llegaría hasta un volumen de 1,400, y entonces habría que colocar cuatro niveles de servicio con un cambio de volumen de sólo 600 autos/h/carril. Como a velocidad constante la densidad aumenta aproximadamente en la misma proporción en que aumenta el volumen, se prefiere la densidad como parámetro del nivel de servicio en las vías rápidas. En cambio, en carreteras de dos carriles el régimen de flujo libre termina alrededor de los 1,000 autos/h/ en los dos sentidos, en condiciones ideales, y la capacidad para esas condiciones es de unos 3,000 autos/h, de modo que aquí la velocidad sí puede jugar un papel importante en la determinación del nivel de servicio.

El procedimiento básico de los manuales de capacidad norteamericanos suele contemplar tres niveles de aplicación:

1. *Análisis de circulación.* Es la aplicación que requiere mayor precisión y se basa en datos actuales sobre tránsito, vía y regulación. Si interesara conocer el nivel de una vía o parte de ella en condiciones presentes, lo mejor sería medir el parámetro correspondiente en el terreno y olvidarse de las relaciones que ofrece el manual, pero a veces se usa el manual para extrapolar valores del parámetro que se han medido solamente en una parte de la vía cuando interesa conocerlos para toda la vía.

La aplicación más útil del análisis de circulación es, sin embargo, cuando se quiere evaluar el efecto de una medida de corto alcance, tal como el cambio de la programación de un semáforo, la adición de un ramal de vuelta a derecha, o el aumento del radio de una curva en una carretera rural. También se puede medir una variable a lo largo de una vía con un vehículo en movimiento, tal como la velocidad a flujo libre, y utilizar el manual para inferir el nivel de servicio a partir de esa información y de otros datos aislados que se tengan.

2. *Diseño o proyecto.* Cuando se diseña una vía, o elementos permanentes de ella que requieran grandes inversiones, se debe garantizar que su utilidad va a durar bastante tiempo. Entonces es preciso predecir cuál va a ser la demanda de tránsito en el año para el que se proyecta a fin de satisfacer esa demanda razonablemente. El manual puede determinar algunos elementos de diseño directamente, tales como el número de carriles necesarios, y en otros casos estimar el nivel de servicio que brindaría el diseño propuesto, cuándo se alcanzaría su capacidad, y sugerir en muchos casos, los cambios que debían hacerse al diseño para lograr los objetivos propuestos. La precisión de esta aplicación es

intermedia debido a la incertidumbre que siempre existe en la predicción de la demanda de tránsito.

3. *Planeamiento.* Esta aplicación se hace generalmente cuando se empieza a planear una vía o un sistema vial y todavía no se conocen con exactitud todos los detalles necesarios. Por ejemplo, es posible que de la demanda de tránsito sólo se conozcan valores estimados del tránsito promedio diario. Por eso es la aplicación menos precisa. El manual norteamericano proporciona procedimientos de planeamiento que son menos complicados que los que se aplican para diseño o análisis de circulación, a fin de evitar el uso de refinamientos innecesarios en trabajos de planeamiento preliminar.

Como ejemplo de los procedimientos del manual de capacidad en vías de circulación continua se esbozará el método para carreteras de dos carriles, y luego se describirá con un poco de más detalles otro procedimiento elaborado para Colombia y basado parcialmente en el del manual norteamericano. En el Tema 9 se utilizará el procedimiento del manual para intersecciones semaforizadas, en un taller, como ejemplo de un método para vías de circulación discontinua.

EJEMPLO: CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

Características físicas y funcionales de estas vías

Las carreteras de dos carriles se encuentran generalmente en medio rural y constituyen el tipo de carreteras que más abunda en todos los países, aunque los volúmenes de tránsito que conducen son mucho más bajos que los que circulan en autopistas y carreteras multicarriles. Constan de una calzada con dos carriles, uno para cada sentido de circulación, y generalmente tienen acotamientos a cada lado de ancho y calidad muy variables.

Comparadas con las otras vías de circulación continua tienen características muy peculiares, pues los adelantos o rebases deben hacerse por un carril dedicado al tránsito opuesto. Por esta razón la capacidad y nivel de servicio en un sentido influyen poderosamente en los del sentido contrario, al punto que en el manual de capacidad norteamericano se calculan estas características para los dos sentidos combinados. Últimamente muchos piensan que el análisis debe hacerse por separado para cada sentido.

También en este tipo de vías la distancia visible para rebasar influye en los adelantos y hay que tenerla en cuenta en los análisis de capacidad y nivel de servicio. Ya se ha visto en el Tema 2 todo el mecanismo de los adelantos en carreteras de dos carriles y su diferencia con los de las vías de más de un carril por sentido.

Método del manual norteamericano de 1985¹⁰

El capítulo dedicado a carreteras de dos carriles del manual norteamericano de 1985 aún no se ha actualizado, pero se está realizando un estudio para este fin¹¹.

La capacidad para condiciones ideales se ha fijado en 2,800 autos/h en los dos sentidos. Las condiciones ideales son aquellas cuyo mejoramiento se supone no aumenta la capacidad ni los volúmenes de servicio. Específicamente son las siguientes:

1. Velocidad de diseño no menor de 100 km/h.
2. Carriles de no menos de 3.65 m.
3. Acotamientos de no menos de 1.80 m.
4. Ausencia de zonas de no rebase.
5. Corrientes vehiculares compuestas solamente de automóviles.
6. Tránsito repartido por igual en ambos sentidos.
7. Ausencia de impedimentos al tránsito debidos a su regulación o a vehículos que voltean.
8. Rasante horizontal.

Hay un submétodo detallado para análisis de circulación y otro más simple para planeamiento. Aquí sólo se expondrá el primero, que consta de dos procedimientos: uno para *tramos genéricos* y otro para *pendientes específicas*.

Procedimiento para tramos genéricos:

Este se aplica a tramos donde las pendientes son *menores del 3% o tienen menos de 800 metros de longitud*. Con él se pueden analizar tramos relativamente largos calculando medias ponderadas de las características que influyen en el nivel de servicio, para determinarlo. Aunque el manual no lo dice, es lógico que para estimar la capacidad no se deben promediar características, sino usar las del segmento más limitante del tramo.

El parámetro que usa el procedimiento para determinar el nivel de servicio es el *porcentaje de duración de demora o porcentaje de tiempo demorado*, es decir, el porcentaje del tiempo de recorrido en el tramo de estudio que un vehículo va siguiendo a otro (no va a flujo libre). Como este parámetro es difícil de medir, se estima por el porcentaje de intervalos entre vehículos menores de 5 segundos, que se supone produce un valor análogo. Este parámetro se relaciona con la velocidad media de recorrido y con la utilización de la capacidad, es decir, la relación entre el volumen de demanda y la capacidad.

Las primeras cinco columnas de la Tabla 5-3 muestra los valores del porcentaje de duración de demora que limitan de los niveles de servicio en tramos genéricos y los valores de la velocidad media de recorrido que se supone corresponden aproximadamente a los porcentajes de duración de demoras.

Los volúmenes de servicio se calculan mediante la siguiente ecuación:

¹⁰ Highway capacity manual, 3a. Ed., actualización de 1994 (81 e 33)

¹¹ Proyecto 3-55(3) "Highway Capacity and Quality of Service of Two-Lane Highways", del "National Cooperative Highway Research Program", "Transportation Research Board" de los Estados Unidos, Washington, DC.

Tabla 5-3
Criterios para determinar los niveles de servicio

Tramos genéricos					Pendientes específicas	
Nivel de servicio	% de duración de demoras	velocidad media de recorrido (km/h) por tipo de terreno			Nivel de servicio	Velocidad media de recorrido (km/h)
		Llano	Ondulado	Montañoso		
A	≤30	≥93	≥92	≥90	A	≥88
B	≤45	≥88	≥87	≥87	B	≥80
C	≤60	≥84	≥82	≥79	C	≥72
D	≤75	≥80	≥79	≥72	D	≥64
E	≥75	≥72	≥64	≥56	E	≥40-64
F	100	<72	<64	<56	F	<40-64

$$S_i = 2,800 \times (q/c) \times f_r \times f_a \times f_{vp}$$

56

Donde 2,800 representa la capacidad en autos/h y los demás símbolos significan lo siguiente:

- V_{s_i} = volumen de servicio para el nivel i
- $(q/c)_i$ = utilización de la capacidad ideal para el nivel i
- f_r = factor de distribución por sentidos
- f_a = factor por ancho de carril y acotamiento
- f_{vp} = factor por efecto de vehículos pesados

Los valores de los factores de corrección se toman de tablas, o se calculan a partir de valores de tablas. Los factores de utilización de la capacidad proceden de una tabla que los relaciona con los valores límites del porcentaje de duración de demora, que es determinante del nivel de servicio. Por ejemplo, para un tipo de terreno y porcentaje de zonas de no rebase, la tabla puede dar un valor límite de 0.24 para la utilización de la capacidad al nivel B. Eso quiere decir que para que la vía ofrezca *al menos* un nivel de servicio B (porcentaje de duración de demora ≤ 45 según la Tabla 5-3) la utilización de la capacidad no debe pasar del 24% de la misma.

La Ecuación 5.6 se aplica para todos los volúmenes de servicio y el volumen correspondiente al nivel de servicio E se considera que es la capacidad. Luego se toma el volumen de demanda, se divide entre el factor de pico horario, y el cociente se compara con los volúmenes de servicio calculados.

EJEMPLO: Supongamos que el volumen de demanda en una carretera de dos carriles es de 100 v/h, el factor de pico horario de 0.83 y se quiere conocer su capacidad y el nivel de servicio que esta proporcionando.

Utilizando la Ecuación 5.6 y factores de corrección originados en tablas, se calculan los siguientes volúmenes de servicio

- Nivel A 108 v/h
- Nivel B 220 v-h
- Nivel C 372 v/h

Nivel D 544 v/h
Nivel E 1,022 v/h

La capacidad se toma como el volumen de servicio E, esto es, 1,022 v/h.

Dividiendo el volumen de demanda entre el factor de pico horario (100/0.83) se obtiene un volumen de 120 v/h, que representa el máximo volumen horario que se espera ocurra en un cuarto de hora, aunque el total de vehículos que se espera pase durante la hora sea de sólo de 100. Comparando el volumen de demanda corregido de 120 v/h con los volúmenes de servicio se determina que la vía está ofreciendo un nivel de servicio B.

Procedimiento para pendientes específicas

Se aplica a pendientes de *más del 3% y de más de 800 metros* de longitud. Se considera que en pendientes sostenidas el mecanismo de la interacción vehicular es distinto que cuando éstas son cortas o poco empinadas. Como puede observarse en las columnas 6 y 7 de la Tabla 5-3, el parámetro que define los niveles de servicio es la *velocidad media de recomdo*. Estos niveles son solamente para el sentido ascendente que es el que se considera crítico.

Los volúmenes de servicio se calculan utilizando una expresión similar a la Ecuación 5.6, pero añadiéndole una nueva variable que refleja el efecto de las pendientes fuertes y largas en los vehículos ligeros, que se supone no están afectados por el perfil vertical de los tramos genéricos. Los factores de corrección son distintos y se toman de otras tablas, pero su función es la misma que en el otro procedimiento.

Aquí también se calculan todos los volúmenes de servicio, se divide el volumen de demanda entre el factor de pico horario y se compara el volumen corregido con los volúmenes de servicio para identificar el nivel de servicio que se está prestando.

La diferencia más importante con lo anterior es que el volumen de servicio E no representa automáticamente la capacidad, sino que esta depende de la velocidad a capacidad, que suele encontrarse entre 40 y 64 km/h como muestra la columna 7 de la Tabla 5-3. El manual norteamericano reconoce implícitamente aquí la relación entre el volumen máximo posible y la velocidad, y la expresa por la ecuación

$$V_c = 40 + (c / 1,000)^2 \quad 5.7$$

donde: V_c = velocidad a capacidad (km/h)
 c = capacidad (v/h)

Esta ecuación se aplica a cualquier capacidad y por eso su curva está impresa en el formulano correspondiente del manual norteamericano. Para calcular la capacidad se empieza por determinar los volúmenes de servicio y graficarlos contra las velocidades que corresponden, en el formulano para pendientes específicas, para definir una curva *volumen contra velocidad en la pendiente*. En este formulano ya está dibujada la curva de la Ecuación 5.7, tal como se muestra en la Figura 5-4. La intersección de las dos curvas es donde la velocidad satisface las condiciones de las características de la vía y la interacción vehicular.

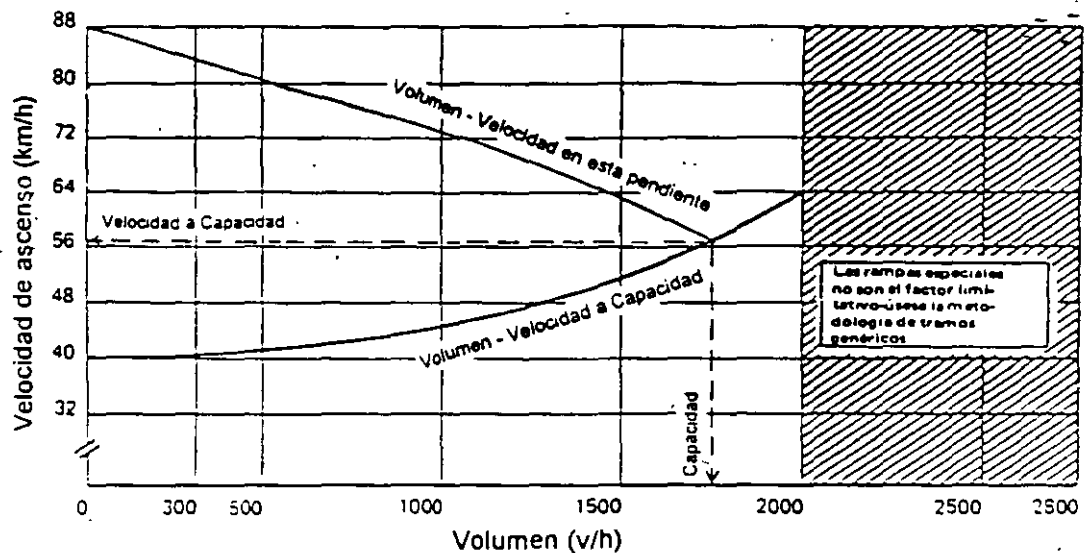


Figura 5-4 Procedimiento gráfico para determinar la capacidad y la velocidad a capacidad en pendientes específicas de carreteras de dos carriles por el procedimiento del manual de capacidad norteamericano.

por una parte, y de la dinámica de las comentes vehiculares por la otra. La capacidad es la abscisa del punto de intersección, y la velocidad a capacidad la ordenada.

En la elaboración del capítulo sobre carreteras de dos carriles se utilizó el modelo de simulación TWOWAF¹² para definir muchas relaciones entre variables tales como la que expresa la Ecuación 5.7.

Método elaborado en Colombia y sus modificaciones

Tradicionalmente se habían venido usando en Colombia los manuales de capacidad norteamericanos, sucesivamente en sus versiones de 1950, 1965 y 1985 para estimar tanto la capacidad como el nivel de servicio en las carreteras colombianas de dos carriles. Sin embargo, para 1986 se fue llegando al convencimiento de que los resultados que daban los manuales norteamericanos no correspondían a la realidad colombiana. Las razones principales de esta discrepancia son: (a) Los vehículos en Colombia son mucho menos potentes que los de los Estados Unidos; (b) en Colombia se conduce en forma más temeraria; y (3) la calidad del servicio que proporciona una vía rural en Colombia depende más de las

¹² A.D. St. John y W. D. Glauz, *Combined users, operators and program maintenance manual for a computerized model of highway vehicle fuel consumption* (Kansas City, Midwest Research Institute, 1983).

condiciones físicas de la vía que de la interacción vehicular, mientras que en los Estados Unidos ocurre lo contrario.

En consecuencia, en la Universidad del Cauca en Popayán se emprendió un estudio para adaptar el Capítulo 8 del último manual norteamericano de capacidad a las condiciones colombianas. Este estudio, que se hizo por medio de una tesis de maestría, contó con el decidido apoyo del Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Colombia¹³.

En este estudio se tomaron cuantiosos datos de campo que sirvieron para establecer relaciones entre distintas variables del tránsito, complementados por conocimientos racionales. Se hizo una adaptación preliminar del manual de capacidad norteamericano a Colombia, pero el estudio reveló que no bastaba con hacer adaptaciones sino que había que crear un manual de capacidad y nivel de servicio para carreteras de dos carriles dirigido específicamente a las condiciones del país. Este manual¹⁴ (al que llamaremos *manual colombiano*) fue creado por dos nuevos estudios, mediante sendas tesis de maestría, empleando los resultados del primer estudio y siempre con un fuerte apoyo del MOPT.^{15 16} El nuevo manual, si bien emplea la forma de proceder y todos los elementos utilizables del manual de capacidad norteamericano, se funda en datos colombianos y en nuevas variables y modelos analíticos que contribuyen a reflejar mejor la realidad colombiana.

Procedimiento general

El manual contiene un solo procedimiento que es más bien del carácter del de las pendientes específicas del manual norteamericano, pues se pensó que debido a la topografía montañosa que predomina en la parte más desarrollada de Colombia las pendientes largas y empinadas tendrían mayor relieve. El procedimiento sigue la filosofía de los del manual de los Estados Unidos de empezar por establecer la capacidad para condiciones ideales y luego afectar esa capacidad por factores menores que la unidad que la van reduciendo en la medida que las condiciones que se estudian difieren de las ideales. Los requisitos que definen las condiciones ideales para la capacidad y el nivel de servicio son las mismas que se especifican en el manual norteamericano (página 5-13), pero a ellas se le ha añadido que la superficie de rodadura debe estar en condiciones óptima.

Como parámetro principal para definir el nivel de servicio se adoptó la *velocidad media de recorrido*, en vez del porcentaje de duración de demoras, porque se estimó que el parámetro reflejaba mejor las condiciones físicas de las vías en Colombia, que inciden grandemente en la calidad del servicio que prestan. También se optó por separar el cálculo de la capacidad del de nivel de servicio porque la relación entre los dos valores depende del conocimiento que

¹³ Pedro Guardela, Luis Moreno y Jorge Nieves, "Capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles para Colombia" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayán, Colombia, 1987), 170 p.

¹⁴ Republica de Colombia. Ministerio de Obras públicas y Transporte. Universidad del Cauca. Manual de capacidad y niveles de servicio para carreteras rurales de dos carriles (Santaafé de Bogotá.. MOPT, 1992), 66 p.

¹⁵ Flor Angela Cerquera y María Consuelo Lopez, "Capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles para Colombia. Fase II" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayan, Colombia, 1990).

¹⁶ Juan Carlos Herrera, "Determinación de los factores de equivalencia vehicular para carreteras de dos carriles en Colombia" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayan, Colombia, 1991), 150 p

se tenga de la relación entre el volumen y la velocidad, que siempre es deficiente. Además, no pareció correcto aplicar los mismos factores de corrección a los dos indicadores por efecto es distinto. Por ejemplo, una circunstancia que haga reducir la velocidad en un 25% no reducirá la capacidad en la misma proporción. Capacidad es volumen, que es el inverso del intervalo. Este último se compone a su vez de paso (que se reduce en la misma proporción en que aumenta la velocidad) y de brecha (que no cambia mucho). Si la velocidad a capacidad es de 40 km/h y el paso es la tercera parte de la brecha, teóricamente, una reducción en velocidad que haga incrementar el paso en un 25% aumentará el intervalo (y disminuirá la capacidad) en sólo $25/3 = 8.3\%$.

Como parámetro secundario se usa la utilización de la capacidad para vigilar lo cercano que se esté de la capacidad o más bien del volumen máximo posible y la congestión. Sin embargo, es difícil encontrar carreteras de dos carriles en Colombia que estén próximas a congestionarse.

Cálculo de la capacidad

Por medio de observaciones en el terreno se determinó que la capacidad de una carretera de dos carriles, en Colombia, en condiciones ideales sería de 3,200 automóviles por hora. A este valor se le aplican los siguientes factores de corrección relativos a:

1. Distribución del volumen por sentidos (tomado del manual norteamericano).
2. Pendiente (obtenido de datos colombianos).
3. Ancho de carril y acotamiento (tomado del manual norteamericano).
4. Estado de la superficie de rodadura (factor original derivado de datos colombianos).
5. Efecto de la curva más cerrada (factor original deducido analíticamente).
6. Efecto de los vehículos pesados (obtenido de un modelo analítico original).

La capacidad ideal multiplicada por esos factores produce la capacidad para las condiciones estudiadas en vehículos mixtos por hora sin tener en cuenta las variaciones aleatorias que pueda haber en la demanda de tránsito o en volumen máximo posible a lo largo de la hora pico. Para compensar esas posibles variaciones se multiplica el valor obtenido de la capacidad por un factor de pico horario basado en periodos de 5 minutos, es decir, se disminuye el valor de la capacidad para compensar el pico de la variación en el periodo de 5 minutos más crítico.

Cálculo del nivel de servicio

Para determinar el nivel de servicio es preciso estimar el valor del parámetro que lo define: la velocidad media de recomdo. Para ello se procede de manera análoga al cálculo de la capacidad, de lo ideal a lo existente, aplicando a lo ideal los mismos factores que se usaron para la capacidad y uno adicional. Los factores tienen valores menores que los de capacidad (es decir, tiene mayor efecto reductor) porque, como se ha visto, la velocidad es más sensitiva a ellos que la capacidad. El factor adicional es el que corresponde a la utilización de la capacidad, y para conocer esa utilización, naturalmente, hay que saber cuál es el volumen de demanda y cuál es la capacidad; por eso la capacidad se calcula primero.

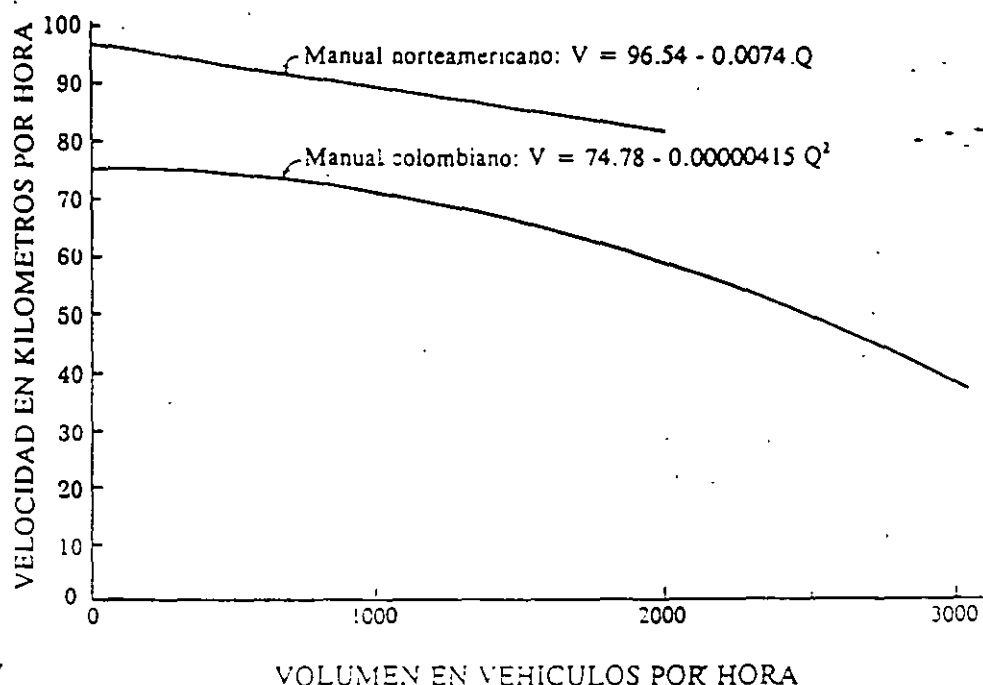


Figura 5-5 Relaciones entre volumen y velocidad en carreteras de dos carriles derivadas respectivamente para los manuales norteamericano y colombiano

Ese factor se derivó de una relación entre el volumen y la velocidad que se obtuvo de observaciones en carreteras colombianas, cuyos resultados se muestran en forma de curva y ecuación en la Figura 5-5 comparadas con la curva y ecuación que se utilizaron en el manual norteamericano. En la figura pueden

observarse las diferencias entre las velocidades que se desarrollan en carreteras de dos carriles equivalentes en los Estados Unidos y Colombia.

Los pasos que se siguen en el procedimiento son los siguientes:

1. Se parte de la velocidad a flujo libre de automóviles en condiciones ideales (excepto que la rasante no es horizontal) para un promedio de pendientes ascendentes de cierta longitud total. Esta velocidad se obtiene de una *tabla* preparada con datos observados en pendientes de 0 a 12%.
2. La velocidad anterior se multiplica por factores relativos a ancho de camil y acotamiento y estado de la superficie de rodadura para convertirla en velocidad a flujo libre de automóviles en condiciones estudiadas (sin tener en cuenta curvatura).
3. La velocidad anterior se multiplica por el factor de utilización de la capacidad para transformarla en velocidad a flujo restringido de automóviles en condiciones estudiadas.
4. La velocidad anterior se multiplica por el factor del efecto de vehículos pesados para obtener la velocidad a flujo restringido del tránsito mixto en condiciones estudiadas.

Tabla 5-4
Pasos en el cálculo de la velocidad que determina el nivel de servicio en el manual colombiano

Pasos	Factores aplicados	Características de los resultados obtenidos			
		Condiciones	Vehículos	Flujo	¿se consideró la curvatura?
1	ninguno	ideales	automoviles	libre	no
2	ancho de carril y acotamiento superficie de rodadura	estudiadas	automoviles	libre	no
3	utilización de la capacidad	estudiadas	automoviles	restringido	no
4	vehículos pesados	estudiadas	todos	restringido	no
5	ninguno	estudiadas	todos	restringido	si

5. Esa velocidad determinará el nivel de servicio si es inferior a la máxima que permite la curva más cerrada, en caso contrario la máxima permitida por la curvatura será la determinante. Todo este proceso se presenta en forma esquemática en la Tabla 5-4.

Una vez estimada la velocidad media de recorrido, se determina el nivel de servicio de la Tablas 5-5 y 5-6. La razón de tener dos tablas es la siguiente:

Algunos ingenieros piensan que una velocidad determinada, digamos 25 km/h, puede considerarse terriblemente lenta en terreno llano, pero excelente en terreno escarpado (supermontañoso) y que debe haber una escala de niveles de servicio distinta para cada tipo de terreno. Otros, en cambio, creen que debe haber una escala única. Como ensayo se incluyó la Tabla 5-5 que responde al primer criterio, y la 5-6 que responde al segundo.

Tabla 5-5
Velocidades en km/h que determinan los niveles de servicio por tipo de terreno en el manual colombiano

Tipo de terreno	Niveles de servicio					
	A	B	C	D	E	F
Llano	>75	66-75	56-65	45-55	36-45	≤25
Ondulado	>58	51-58	43-50	35-42	28-35	≤27
Montañoso	>40	36-40	31-35	25-30	20-24	≤19
Escarpado	>23	21-23	18-20	15-17	12-14	≤11

Tabla 5-6
Velocidades que determinan los niveles de servicio en todo tipo de terreno

Nivel de servicio	Velocidad en km/h
A	>73
B	61-73
C	49-61
D	37-49
E	25-37
F	≤25

Las tablas han sido preparadas basándose en velocidades observadas en el terreno. Estas son mucho menores que las que se desarrollan en las carreteras norteamericanas por lo que los límites entre los niveles de servicio son mucho más bajos que los del manual norteamericano.

La Figura 5-6 muestra comparativamente las escalas de niveles de servicio del manual colombiano, para todos los niveles, y del manual norteamericano (HCM) para pendientes específicas.

NIVELES DE SERVICIO

Obsérvese que el nivel A del manual colombiano comprende los niveles A, B y C del manual norteamericano y que los niveles E y F norteamericanos abarcan los niveles C, D y F colombianos.

El manual colombiano ofrece definiciones precisas para identificar los distintos tipos de terreno, pero en general las pendientes máximas que suelen ser comunes en esos terrenos son las siguientes:

Llano	Menores del 3%
Ondulado	Del 3% al 6%
Montañoso	Del 6% al 8%
Escarpado	Mayores del 8%

EJEMPLO: Se desea conocer la capacidad y el nivel de servicio de un tramo de carretera de dos carriles en terreno ondulado en el Sur de Colombia (que sería montañoso en otros países) por donde circula un volumen de tránsito escaso.

Los datos del problema y su solución se presentarán en las Hojas de Trabajo No. 1 y No. 2, Figuras 5-7 y 5-8.

La Hoja de Trabajo No. 1 dice que la calzada es de 5.4 m y las bermas (acotamientos) son de 1.1 m. El volumen de demanda está compuesto de un 77% de automóviles, 2% de autobuses y 21% de camiones. Los demás datos son más inteligibles.

Se calcula el factor provisional F_1 multiplicando entre sí los factores de distribución por sentidos y pendiente (F_{dp}) ancho de carril y acotamiento (F_{cb}), y superficie de rodadura (F_{sr}). Este factor se compara con el factor de distribución por sentidos y curvatura (F_{dc}) y se toma el menor de los dos como factor provisional F_1 . La capacidad sin tener en cuenta las variaciones aleatorias (C_{60}) se calcula multiplicando la capacidad para condiciones ideales (3,200 autos/h) por F_1 y el factor del efecto de los vehículos pesados (F_p). La capacidad teniendo en cuenta las variaciones aleatorias por periodos de 5 minutos (C_5) se obtiene multiplicando C_{60} por el factor de pico horario o de hora pico (FHP), que en este caso se tomó de una tabla y no del terreno. Por último, dividiendo el volumen de demanda entre cada una de las capacidades se obtiene la utilización de la capacidad en tanto por uno. El primer valor, para toda la hora, se utiliza en el cálculo del nivel de servicio que debe valorarse durante la hora completa. El segundo, para el periodo de cinco minutos es para determinar si la congestión está cerca, pero ésta ni se alcanza a ver

VELOCIDAD km/h	MANUAL HCM	MANUAL COLOMBIANO
100	A	
90	88 B	A
80	80 C	
70	73 D	73
60	64 E - F	B 61
50		C 49
40		D 37
30		E 25
20		F
10		

Figura 5-6 Comparación de las escalas de los niveles de servicio de los manuales norteamericano y colombiano.

CARRETERAS DE DOS CARRILES

DETERMINACION DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

HOJA DE TRABAJO N° 1

CARRETERA: Ipiales - Gualmatan TRAMO: Ipiales-Pipiales SECTOR: Km 0 + 900
 CALCULO: Arturo Montenegro REVISO: Consuelo López FECHA: 14-VI-91

1 - DATOS GEOMETRICOS Y DE TRANSITO

berma : 1.1 m TIPO DE TERRENO (P, O, M, E): ondulado
 ----- calzada: 5.4 m PENDIENTE: 4.5 % LONGITUD: 0.5 km
 ----- berma : 1.1 m RADIO DE LA CURVA MAS CERRADA : 25.0 m
 ESTADO SUPERFICIE DE RODADURA (1 a 5): 3

VOLUMEN TOTAL EN AMBOS SENTIDOS (Q): 90 veh/h
 DISTRIBUCION POR SENTIDOS (ASCENSO / DESCENSO): 49 / 51 %
 COMPOSICION DEL TRANSITO: A: 77 B: 2 C: 21 B + C: 23 %
 FACTOR DE HORA PICO: - (de observaciones)

2 - CALCULO DE LA CAPACIDAD (C₆₀ y C₅)

Obtener los valores en el orden de los numeros en (negrilla)

F_{EB} TABLA 1	x	F_{ED} TABLA 2	x	F_{EW} TABLA 3	=	F_1 [1]
0.94		0.905		1.0		0.85

F_{ES} TABLA 4	=	F_1 [2]
0.915		0.915

↑ Tomar el menor valor de F_1 ↓

C ₁ veh/h	x	F_1 de [1] o [2]	x	F_2 TABLA 5	=	C ₆₀ veh/h [3]
3200		0.85		0.856		2329

C ₆₀ de [3]	x	FHP de tabla o TAB 6	=	C ₅ veh/h [4]
2329		0.6		1397

Q	=	C ₆₀	=	Q / C ₆₀
90		2329		0.039

Q	=	C ₅	=	Q / C ₅
90		1397		0.06

3 - CALCULO DEL NIVEL DE SERVICIO

V_1 TABLA 7	x	f_{12} TABLA 8	=	V_1 [5]	x	f_{10} TABLA 9	x	f_{09} TABLA 10	=	V_2 veh/h [6]
75.5		0.695		52.5		0.93		0.99		48.3

f_{01} TABLA 11	x	f_{02} TABLA 12	=	f_0 [7]	x	V_2 de [6]	=	V_3 veh/h [8]
0.968		1.03		0.997		48.3		48.15

V_c TABLA 13 [9]
29.0

Si $f_0 > 1.00$ hacer $f_0 = 1.00$

Si $V_3 \leq V_c$, $V = V_3$ (de [8]) [10]	V de [10]
Si $V_3 > V_c$, calcular V con la Hoja de Trabajo 2	41.0

NIVEL DE SERVICIO TABLA 14 ó 15 [11]
D

Figura 5-7 Hoja de campo No 1 del manual colombiano.

CARRETERAS DE DOS CARRILES
DETERMINACION DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO
HOJA DE TRABAJO NO. 2

VELOCIDAD MEDIA CUANDO LA CURVATURA LA LIMITA

DESCRIPCION DE VARIABLE	PROCEDENCIA	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Longitud del sector	Hoja de Trabajo No. 1	L =	<u>0.5</u>	km
Velocidad en tangente	Hoja de Trabajo No. 1	V ₃ =	<u>48.1</u>	km/h
Velocidad en curva	Hoja de Trabajo No. 1	V _c =	<u>29.0</u>	km/h
Recorrido decelerando y acelerando	$(\frac{V_3^2}{11.7} - \frac{V_c^2}{11.7})$ $(\frac{48.1^2}{11.7} - \frac{29.0^2}{11.7}) =$	L _{da} =	<u>126.5</u>	m
Recorrido con velocidad V ₃	$1000 \times L - L_{da} - 85$ $1000 \times 0.5 - 126.5 - 85 =$	L ₃ =	<u>288.5</u>	m
SI L ₃ ≤ 0 VELOCIDAD MEDIA = V _c	V _c	= V =	<input type="text"/>	km/h FIN

SI L₃ > 0

PROSEGUIR LOS CALCULOS

Tiempo de recorrido con velocidad V ₃	$3.6 \times \frac{L_3}{V_3}$ $3.6 \times \frac{288.5}{48.1} =$	T ₃ =	<u>21.6</u>	s
Tiempo decelerando y acelerando	$0.617 \times (\frac{V_3}{V_c} - \frac{V_c}{V_3})$ $0.617 \times (\frac{48.1}{29} - \frac{29}{48.1}) =$	T _{da} =	<u>11.8</u>	s
Tiempo recorriendo la curva	$\frac{306}{V_c}$ $\frac{306}{29.0} =$	T _c =	<u>10.5</u>	s
Tiempo de recorrido total	T ₃ + T _{da} + T _c	= T =	<u>43.9</u>	s
VELOCIDAD MEDIA	$3600 \times \frac{L}{T}$ $3600 \times \frac{0.5}{43.9} =$	V =	<input type="text"/>	km/h FIN

Figura 5-8 Hoja de campo No. 2 del manual colombiano

Para determinar el nivel de servicio se empieza por calcular la velocidad de auto libre para condiciones estudiadas, V_1 , multiplicando la velocidad de automóviles a flujo libre para condiciones ideales (V_f) por el factor de ancho de carril y acotamiento (f_{cb}). Luego V_1 se multiplica por los factores de superficie de rodadura (f_{sr}) y de utilización de la capacidad (f_{gs}) para obtener la velocidad de automóviles a flujo restringido, V_2 . Lo siguiente es multiplicar V_2 por el factor del efecto de los vehículos pesados (f_p) (que resulta del producto de otros dos factores) para producir el valor de V_3 , la velocidad a flujo restringido del tránsito mixto, sin tener en cuenta el efecto de la curva más cerrada del tramo. Por otra parte, la velocidad en esa curva V_c se obtiene de otra tabla. Si V_c es mayor que V_3 , la curva no afectará la velocidad y la velocidad que determina el nivel de servicio, V , será igual a V_3 . En caso contrario, como sucede aquí, la curva más cerrada sí afecta la velocidad, y para calcular su efecto en la velocidad por todo el tramo se usa la Hoja de Trabajo No. 2, Figura 5-7, que no es difícil de entender.

Aquí V resultó ser de 41.0 km/h. Con este valor se va a la Tabla 5-5, sabiendo que el terreno es ondulado (dicen) y se ve que 41 cae dentro del intervalo del nivel D. Luego se puede ir también a la Tabla 5-6 y ver como 41 vuelve a caer en el mismo nivel D. Lo más común es que los resultados de las dos tablas discrepen, como es natural.

Verificación del manual colombiano de capacidad de carreteras de dos carriles

Los resultados del manual colombiano fueron verificados en 35 sectores de carretera, por ingenieros del Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Colombia que eran ajenos por completo a la preparación del manual. Esta verificación se realizó comparando los valores de la velocidad media de recorrido que calcula el manual con los valores correspondientes medidos en el campo. También fueron calculados los valores equivalentes que proporciona el manual norteamericano. No fue posible hacer verificaciones de capacidad porque no se encontró ningún tramo de carretera funcionando a capacidad.

La verificación de velocidades reveló ciertas deficiencias en el manual colombiano que fueron corregidas. Se observó entonces que los valores que estima el manual colombiano se apegan muchísimo más a los valores reales que los obtenidos con el manual norteamericano. La Figura 5-9 muestra gráficamente la comparación de esos valores. Los resultados del manual norteamericano están representados por la raya "-" mientras que los del manual colombiano se identifican por el símbolo "♦". La distancia horizontal de cada símbolo a la línea de 45 grados indica la discrepancia entre el valor observado y el calculado. Si el símbolo cae sobre la línea de 45 grados no habría discrepancia. Donde la pendiente es superior al 7% no existe punto del manual norteamericano.

En vista de esos resultados, el Ministerio de Obras Públicas y Transporte de Colombia adoptó oficialmente el manual colombiano de capacidad de carreteras de dos carriles en 1993 para ser usado en sus estudios.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

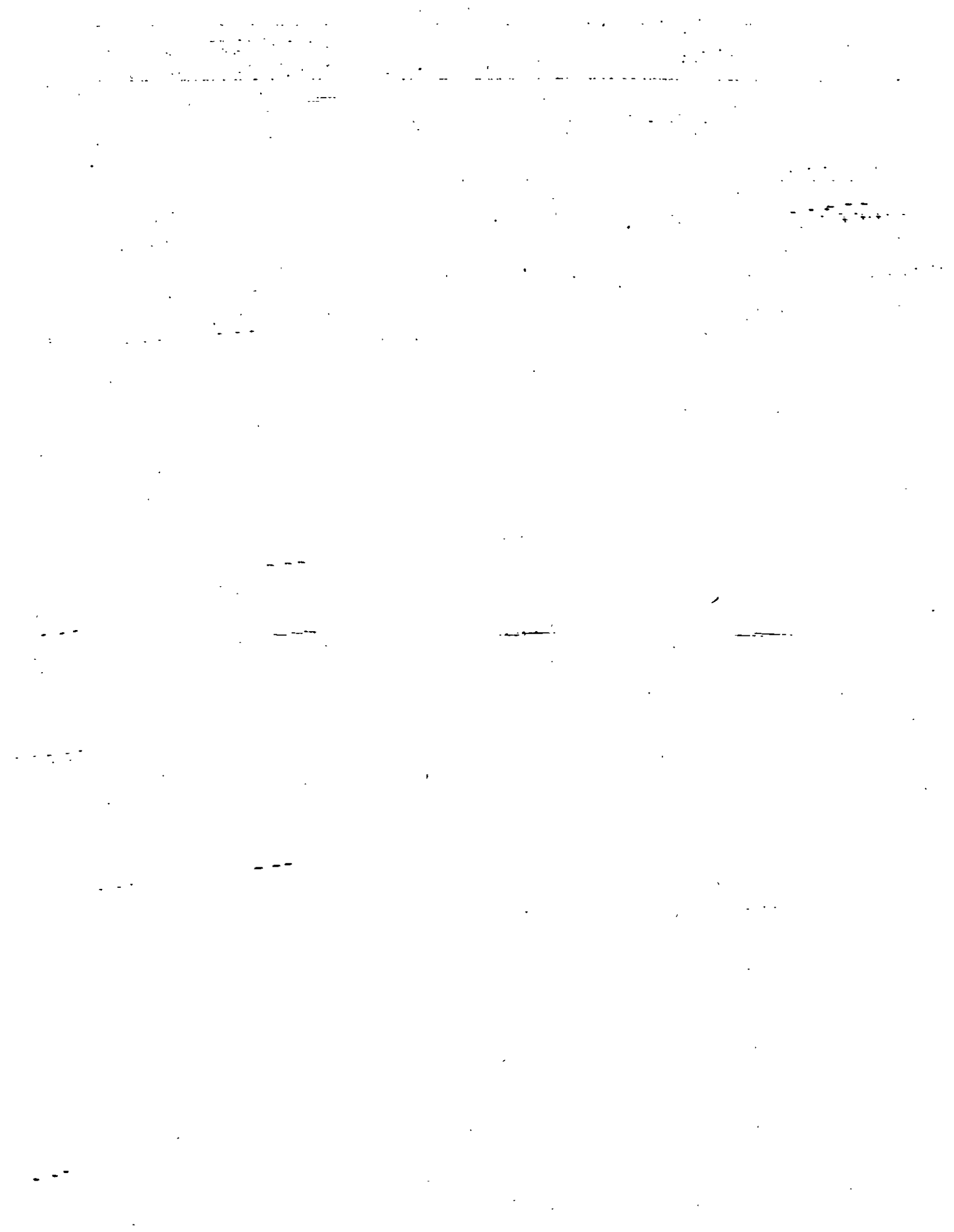
MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

CORRIENTES VEHICULARES

EXPOSITOR: DR. GUIDO RADELAT EGÜES

1997

8411



3. CORRIENTES VEHICULARES

Por Guido Radelat Egües

Llamamos corriente vehicular al conjunto de vehículos que circulan por una calzada en una dirección y en el mismo sentido. Debido a las características de las vías modernas, a la reglamentación del tránsito y a los hábitos de los conductores, las corrientes vehiculares se suelen descomponer en filas de un vehículo de uno en fondo que se acomodan en los distintos carriles de la calzada, estén demarcados o no. Las corrientes de vanas filas tienen características algo distintas a las de una fila.

Por las calzadas de un carril solamente pueden circular corrientes vehiculares de una fila, y la velocidad de los vehículos de delante limita a la de los que vienen detrás. En las calzadas de dos carriles con circulación en ambos sentidos puede haber dos corrientes vehiculares opuestas de una fila, pero los vehículos de delante no restringen tanto la velocidad de los de detrás, porque es posible que estos últimos efectúen maniobras de adelanto. Sin embargo, estas maniobras deberán realizarse "invadiendo" el carril destinado a la corriente en sentido contrario, lo cual sólo puede hacerse en determinadas oportunidades.

Cuando hay más de un carril destinado a una corriente vehicular, ésta puede descomponerse en filas y los vehículos que van con mayor rapidez adelantan más fácilmente los más lentos pues sólo tendrán que cambiar de una fila a otra dentro de una misma corriente vehicular.

A diferencia de las corrientes de agua y otros fluidos, las corrientes vehiculares están constituidas por elementos discretos. Estos son los vehículos, cuyos movimientos dependen de sus características funcionales, de la interacción entre ellos, las restricciones que impone la vía, la regulación del tránsito y el medio ambiente, y también de las decisiones individuales de sus conductores. Todo esto introduce gran variabilidad en la circulación de las corrientes vehiculares y grandes dificultades en conocer sus propiedades. Sin embargo, existen ciertos parámetros que reflejan esas propiedades y cuya observación y medida sirven para establecer límites de esa variabilidad y predecir hasta cierto punto el funcionamiento de esas corrientes. De este modo, el ingeniero de tránsito puede tener una guía para elaborar y aplicar en forma racional remedios destinados a facilitar la circulación del tránsito.

PARAMETROS DE LAS CORRIENTES VEHICULARES

Como señalan McShane y Ross, pueden clasificarse los parámetros de las corrientes vehiculares en dos categorías generales: (1) *parámetros microscópicos* que caracterizan la interacción de vehículos individuales dentro de la corriente, y (2) *parámetros macroscópicos* que expresan las características de las corrientes vehiculares en conjunto.

¹ William McShane y Roger Ross, *Traffic Engineering*, Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1962, 49.

TIEMPO

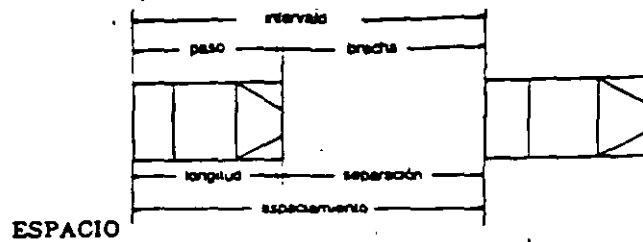


Figura 3-1 Representación gráfica de los parámetros microscópicos de las corrientes vehiculares.

Parámetros microscópicos

Existen dos tipos de estos parámetros, los *temporales* y los *espaciales*.

Entre los parámetros microscópicos temporales se encuentran los siguientes, a los que hemos dado las definiciones² que se expresan a continuación:

1. *Intervalo*: tiempo que transcurre entre el paso por un punto de una vía, del extremo trasero de un vehículo al paso del mismo extremo del que lo sigue.
2. *Brecha*: tiempo que media entre el paso por un punto de una vía del extremo trasero de un vehículo y el delantero del que lo sigue.
3. *Paso*: tiempo que tarda un vehículo en recorrer su propia longitud.

Se acostumbra a expresar estos parámetros en segundos y su relación es la siguiente:

$$\text{intervalo} = \text{brecha} + \text{paso}$$

A los parámetros temporales corresponden otros espaciales que definimos en la siguiente:

1. *Espaciamiento*: distancia entre dos vehículos sucesivos que se mide del extremo trasero de un vehículo al mismo extremo del que lo sigue.
2. *Separación*: distancia entre el extremo trasero de un vehículo y el delantero del que lo sigue.
3. *Longitud*: distancia entre los extremos delantero y trasero de un vehículo.

Estos parámetros se expresan comúnmente en metros y están relacionados del modo que sigue:

$$\text{espaciamiento} = \text{separación} + \text{longitud}$$

Generalmente intervalo, brecha, espaciamiento y separación definen las relaciones entre un par de vehículos que van por el mismo carril, como se muestra en la Figura 3-1, y si un vehículo sigue a otro se acostumbra a asignarlos al vehículo de atrás, cuyo conductor puede controlarlos directamente. No obstante, estos parámetros se usan también para expresar relaciones entre vehículos que van por carriles distintos y aun entre dos vehículos que circulan

² Guido Radelet, "Estudio sobre velocidad de corrientes vehiculares continuas y capacidad de vías", en las Memorias del VI Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte, Tomo II, Popayán, Colombia, Universidad del Cauca, 1990, 54.

en sentidos opuestos por corrientes vehiculares diferentes. Cuando se trata de vehículos que van en sentido contrario la velocidad a emplear sería la suma de las velocidades medias de los dos vehículos como se explica más adelante.

Si las unidades empleadas son metros, segundos y metros por segundo, se tiene:

$$\text{intervalo} = \frac{\text{espaciamiento}}{\text{velocidad}} \quad 3.1$$

$$\text{brecha} = \frac{\text{separación}}{\text{velocidad}} \quad 3.2$$

$$\text{paso} = \frac{\text{longitud}}{\text{velocidad}} \quad 3.3$$

Para que estas ecuaciones sean matemáticamente exactas, las distancias deben medirse en el momento en que pasa la parte trasera del segundo vehículo por el punto de referencia y la velocidad debe ser la media individual de la de ese vehículo mientras recorre, por el punto de referencia, su espaciamento o separación. A altas velocidades las diferencias entre intervalo y brecha son insignificantes, pero en estudios de capacidad y congestión, donde se analizan corrientes de baja velocidad, esas diferencias son importantes.

EJEMPLO: Supóngase que un automóvil de 4.5 m de longitud va detrás de otro de 5.0 m por una carretera de dos carriles en un tramo en que no hay visibilidad para adelantar. El conductor de atrás va a una velocidad constante de 100 km/h (27.8 m/s) y guarda una distancia de nueve cuerpos de vehículo con el vehículo que sigue por razones de seguridad y comodidad. Queremos calcular aproximadamente los parámetros microscópicos que relacionan esos vehículos en ese momento

Como la longitud del vehículo de atrás es de 4.5 m, la separación entre los dos vehículos es de 40.5 m (4.5×9) y su espaciamiento de 45 m ($40.5 + 4.5$). Ya que la velocidad del vehículo de atrás es de 27.8 m/s, el paso de ese vehículo es de 0.16 s ($4.5 - 27.8$), la brecha intervehicular de 1.46 s ($40.5 - 27.8$) y el intervalo de 1.62 s ($1.46 + 0.16$ o $45 - 27.8$). Como puede verse la brecha y el intervalo son prácticamente iguales

Supongase ahora que sobreviene un accidente corriente abajo y se obstruye temporalmente uno de los dos carriles de la carretera. Los vehículos avanzan penosamente a 10 km/h (2.8 m/s). A esa velocidad el conductor del vehículo de atrás estima que es seguro y cómodo guardar una distancia de seguimiento de un 80% de cuerpo de vehículo es decir una separación de 3.6 m. Ahora el espaciamiento es de 8.1 m, el paso de 1.61 s, la brecha de 1.29 s y el intervalo de 2.90 s. En este caso el intervalo es más del doble de la brecha. Otro detalle interesante es que aunque la separación entre vehículos haya cambiado de 40.5 m a 3.6 m (reducción del 91%), la brecha solo ha variado de 1.46 a 1.29 (reducción del 12%). Estos resultados son típicos aunque no sean reales

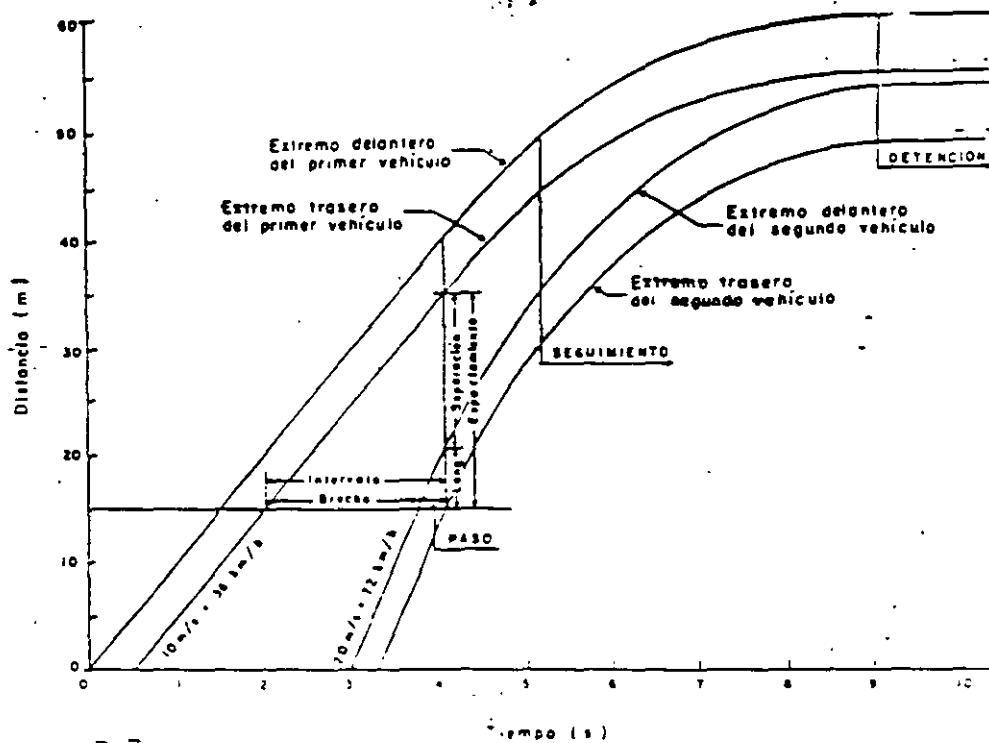


Figura 3-2 Trayectorias de dos vehículos con respecto a coordenadas de tiempo y espacio

REJEMPLO: La Figura 3-2 ilustra las trayectorias de dos vehículos con respecto a coordenadas de tiempo y espacio circulando por el mismo caml en un acceso a una intersección semaforizada y los parámetros microscópicos que relacionan esas trayectorias. El vehículo de delante (trayectoria de la izquierda) venia a una velocidad de 36 km/h (pendiente de la parte recta de la trayectoria) y decelera con deceleración media de unos 2 m/s^2 hasta que se detiene. El de detrás venia a mayor velocidad que el de delante (72 km/h) y su brecha con el va disminuyendo hasta el punto donde comienza su seguimiento cuando las dos velocidades son casi iguales. A partir de ese punto, aunque la separación entre los dos vehículos sigue disminuyendo, la brecha permanece sensiblemente constante hasta que los dos vehículos se detienen. Entonces dejan de existir brecha, intervalo y paso, pero subsisten la separación entre los vehículos (poco más de un metro); el espaciamiento (como 5.5 m) y, desde luego, sus longitudes (cerca de 4.5 m cada uno). Aunque el caso que se presenta no es real, los valores de los distintos parámetros son comunes.

Parámetros macroscópicos

Los parámetros macroscópicos fundamentales de las corrientes vehiculares son el *volúmen*, (número de vehículos que pasa por un punto de una vía en la unidad de tiempo), la *velocidad* (relación entre espacio recorrido y tiempo de recorrido) y la *densidad* (número de vehículos por unidad de longitud). De los dos primeros se ha hablado bastante y el último, al menos, se ha definido. Estos parámetros se miden por carril, por grupo de carriles, por calzada o por vía.

Relaciones entre los parámetros microscópicos y macroscópicos

Volumen e intervalo medio

Por definición, el volumen en vehículos por hora está dado por la expresión

$$Q = \frac{N}{T} \quad 3.4$$

donde, Q = Volumen (v/h)

T = Tiempo transcurrido (h)

N = Número de vehículos que pasaron por un punto de la vía durante el tiempo T

Realmente el volumen es una media temporal medida en un punto durante el periodo T

Por otra parte, el intervalo medio en segundos, durante el tiempo T se puede calcular dividiendo el tiempo transcurrido en segundos entre el número de vehículos que pasaron.

$$\bar{t} = \frac{3600 \cdot T}{N} \quad 3.5$$

donde, \bar{t} = intervalo medio (s)

De las Ecuaciones 3.1 y 3.2 se obtiene

$$Q = \frac{3600}{\bar{t}} \quad 3.6$$

donde Q = Volumen (v/h)

\bar{t} = intervalo medio (s)

Esto es una tautología pues, lógicamente, el número de segundos que existe en una hora dividido entre el intervalo medio tiene que ser el número de vehículos que pasaron en una hora. Se presenta simplemente para aclarar conceptos.

Hay un error insignificante en este cálculo, porque es de esperar que la mayoría de las veces todo el intervalo del primer vehículo no esté comprendido en el tiempo medido T . En el cambio, esté incluido parte del intervalo del vehículo que viene después del último. Se espera que el tiempo añadido compense el tiempo omitido. Si el tiempo T se mide desde el paso de un vehículo (su extremo trasero) por un punto hasta el paso de otro vehículo, entonces no se está incluyendo el intervalo del primer vehículo y se incluye totalmente el intervalo del último. En este caso no existe error siempre que se divida entre $T-1$, pues de otro modo se contaría un vehículo de más.

Densidad y espaciamiento medio

La densidad es, por definición:

$$K = \frac{N}{L} \quad 3.7$$

donde: K = densidad (v/km)

L = longitud del tramo de vía (o parte de ella) donde se ha medido la densidad (km)

N = número de vehículos existentes en el tramo cuando se mide la densidad

La densidad es, por lo tanto, una media espacial medida en un instante determinado

El espaciamiento medio en metros, en el tramo donde se ha medido la densidad y cuando se midió, está dado por el cociente entre la longitud del tramo en metros y el número de vehículos existentes entonces en el mismo

$$\bar{e} = \frac{1000 \cdot L}{N} \quad 3.8$$

donde: \bar{e} = espaciamiento medio (m)

L = longitud del tramo (km)

N = número de vehículos en el tramo

De las ecuaciones 3.7 y 3.8 se obtiene

$$K = \frac{1000}{\bar{e}} \quad 3.9$$

donde K = densidad (v/km)

\bar{e} = espaciamiento medio (m)

Esta es otra tautología aclaratoria pues no hay duda de que el número de metros en un kilómetro dividido entre el espaciamiento medio entre vehículos en metros tiene que ser el número de vehículos por kilómetro. Este cálculo conlleva ciertos errores pequeños, similares a los que se mencionan en el cálculo de volumen.

Como se ve, si se expresan estos parámetros en las mismas unidades:

1. El volumen es el inverso del intervalo medio.
2. La densidad es el inverso del espaciamiento medio.

La ecuación fundamental del tránsito

Como se ha indicado al introducir la Ecuación 2.4, existe una relación entre los parámetros macroscópicos de las corrientes vehiculares que se ha llamado *ecuación fundamental del tránsito* y que se expresa, en general, en la siguiente forma:

$$\text{volumen} = \text{velocidad} \times \text{densidad}$$

En corrientes vehiculares uniformes la ecuación se cumple matemáticamente como se expone en el siguiente ejemplo.

↳ **EJEMPLO:** Supóngase que por un carril de una vía todos los vehículos son del mismo largo, van exactamente a 72 km/h y a un espaciamiento constante de 200 metros, por lo que en cada kilómetro de carril hay siempre 5 vehículos (enteros o en dos porciones combinadas). Un observador parado en un punto de la vía verá pasar 72 kilómetros de vehículos en una hora y como hay 5 vehículos en cada kilómetro, pasarán por el punto del observador $5 \times 72 = 360$ vehículos por hora. Por lo tanto, no hay duda que en este caso:

$$\text{volumen (360 v/h)} = \text{velocidad (72 km/h)} \times \text{densidad (5 v/km)}$$

Cuando las corrientes vehiculares no son uniformes (como sucede en la realidad) la ecuación fundamental no suele ser exacta debido a la incompatibilidad de los valores del volumen y la densidad, pues el volumen debe medirse en un punto durante cierto periodo de tiempo y la densidad en un tramo de vía en un momento dado. En el ejemplo anterior, como velocidad y espaciamiento son constantes, el volumen también lo es, y conociéndolo se conoce el intervalo constante entre vehículos. Entonces multiplicando el intervalo por la velocidad y hallando su inverso se calcula la densidad que es la misma en cualquier instante y en cualquier tramo.

En cambio, si el espaciamiento entre vehículos no es constante, el volumen no lo será y salvo en casos excepcionales, no se dispone de información suficiente para calcular exactamente la densidad en un tramo y en un instante determinado, aunque la velocidad de los vehículos sea constante. Para efectuar ese cálculo es preciso saber en qué momento entra cada vehículo en el tramo y en qué momento sale a fin de determinar los vehículos acumulados en el tramo a lo largo del tiempo. El volumen y la velocidad media no dicen nada sobre los momentos de entrada y salida.

Si se considerara que la longitud de los vehículos fuese infinitamente pequeña, tanto la densidad como el volumen podrían medirse en un punto y en un momento específico y la ecuación se cumpliría con exactitud matemática, pero esa densidad no tendría sentido.

- Además, no puede ignorarse el largo de los vehículos porque esa variable juega precisamente un papel importante en la circulación de comentes vehiculares.

De todo esto se desprende que, *en el mundo real* derivar valores específicos de un parámetro macroscópico del tránsito en función de valores observados de los otros dos produce generalmente resultados inexactos y hasta disparatados. Lo que resulta más viable es utilizar la ecuación fundamental del tránsito en terminos probabilísticos para estimar valores medios en función de otros valores medios que son resultado de cierto número de observaciones. Es preciso recordar que la velocidad media que se debe usar es la *espacial* y no la temporal, como mostró Wardrop³ en la deducción de la Ecuación 2.4.

Banks⁴ demostró que si la velocidad de los vehículos es prácticamente independiente de los cambios momentáneos del volumen, la ecuación fundamental se puede utilizar para relacionar *valores medios* de los parámetros fundamentales del tránsito sin incurrir en grandes errores. Sin embargo, estos errores aumentan con la influencia del volumen sobre la velocidad, como sucede cuando la interacción vehicular es intensa debido a las distorsiones que causa esa relación adicional.

Determinación de la densidad

Aunque en el Tema 2 se trató respectivamente de la medida de volúmenes y velocidades, no se dijo nada sobre cómo determinar la densidad. De eso se tratará brevemente ahora.

Determinación de la densidad en forma directa

Entre los métodos que se han usado para determinar directamente la densidad podemos citar los siguientes

Observación por métodos fotográficos

Tradicionalmente se ha medido la densidad tomando fotografías, películas o videocasetes de vías o sistemas de vías desde aviones o helicópteros lugares altos o aun a ras del terreno y luego contando los vehículos que se encuentran en distintos tramos de vía, por calzada o por caml en las exposiciones hechas. Conociendo la longitud de los tramos se calcula la densidad en tramos específicos en el momento en que se hace la exposición. Ahora es posible hacer algo análogo desde satélites.

Observación desde un vehículo en movimiento

En el Tema 2 se mencionó un método para medir volúmenes y densidades rápidamente de un vehículo en movimiento por una arteria urbana. La densidad medida es el promedio del $\frac{V}{L}$ en el tiempo de recorrido en el tramo recorrido. El método se puede aplicar a cualquier

³ G. Wardrop, "Some theoretical aspects of traffic flow", Paper No. 36 en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 2 (Londres ICE 1952) 330.

⁴ James H. Banks, "Another look at a problem in traffic engineering: flow characteristics", ponencia presentada a la LXXIV reunión anual de la Transportation Research Board, Washington, D.C., 1965, Paper No. 950110, 5.6.

tipo de vía con circulación en ambos sentidos siempre que circulando en un sentido se puedan ver bien los vehículos que vienen en sentido contrario. Hay que tener en cuenta que los valores de la densidad calculados por este método son muy aproximados.

Inferencia de la densidad en función del volumen y la velocidad media

Frecuentemente se ha estimado la densidad utilizando la ecuación fundamental del tránsito (volumen = velocidad \times densidad), pero no hay que olvidar que este procedimiento puede introducir errores grandes. Se puede tratar de reducir esos errores buscando la mejor correspondencia posible entre los tres parámetros macroscópicos.

Por ejemplo, si se calcula la velocidad de los vehículos midiendo su tiempo de recorrido en una base, con cronómetro y enoscopios, durante un cierto periodo de tiempo, su media (espacial) representaría la velocidad media en la base y durante el periodo de observación. El volumen que correspondería mejor a esa media sería el que se midiera en el medio de la base durante el mismo periodo. Dividiendo el volumen en vehículos por hora entre la velocidad media espacial en kilómetros por hora se obtendría un valor aproximado de la densidad media, en vehículos por kilómetro, en la base y durante el periodo de observación.

EJEMPLO: En una carretera de dos carriles se han medido los tiempos de recorrido de los vehículos que pasan por una base de 100 m, en un sentido, usando cronómetro y enoscopios, y se ha calculado la velocidad media espacial para periodos de 5 minutos. También se ha medido el volumen de tránsito en el medio del tramo en los mismos periodos de cinco minutos. Entonces dividiendo el volumen entre la velocidad correspondiente, se ha estimado la densidad media en el carril observado y en cada periodo. Los resultados aparecen en la Tabla 3-1 y corresponden a datos reales:

Es necesario advertir que los valores calculados de la densidad media son valores esperados estadísticamente y que tienen errores de inferencia. Esos errores en la densidad afectarán su relación con otros parámetros tales como la velocidad aparte de los problemas de la falta de independencia estadística que pudieran existir entre ellos. Si se utilizan los valores de volumen y la velocidad media

Tabla 3-1
Valores observados del volumen y la velocidad media espacial en un carril de una carretera de dos carriles y valores correspondientes calculados de la densidad

Periodo de tiempo	Número de vehículos observados	Volumen n (v/h)	Velocidad media observada (km/h)	Densidad media calculada (v/km)
8:00-8:05	30	360	79.3	4.5
8:05-8:10	32	384	77.4	5.0
8:10-8:15	45	540	71.8	7.5
8:15-8:20	47	564	67.5	8.3
8:20-8:25	22	264	78.7	3.4
8:25-8:30	32	384	74.0	5.2
8:30-8:35	28	336	75.0	4.5
8:35-8:40	37	444	70.4	6.3
8:40-8:45	38	456	67.9	6.7
8:45-8:50	53	636	67.8	9.4
8:50-8:55	22	264	84.6	3.1
8:55-9:00	28	336	79.0	4.3
Total	414			
Promedio		414	74.0	5.6

³ La tabla se basa en datos medidos tomados por los ingenieros E. Angela Cerquera y María Consuelo López en una carretera de dos carriles en Colombia, en 1990.

(espacial) para la hora completa, la densidad media esperada para esa hora sería de 5.6 v/km. Este valor se obtuvo dividiendo el volumen entre la media armónica de las velocidades observadas, y es de esperar que sea un estimativo mejor de la densidad que la simple media aritmética de las densidades por periodo.

Cuando se emplea el método del cronómetro y los enoscopios para medir la velocidad en periodos de tiempo cortos los errores pueden ser grandes porque además de no poderse captar todos los vehículos cuando los volúmenes son medianos o grandes, se pierden los vehículos que no completaron el recorrido de la base durante el periodo de observación. Si las observaciones se hacen con una cámara o filmadora de video, se evitan esas dificultades, pero en ese caso sería mejor tomar la densidad directamente de las exposiciones.

Inferencia a partir de la ocupancia

Llamamos *ocupancia* al porcentaje del tiempo durante el cual algún vehículo o parte del mismo está sobre un punto o área de una vía durante cierto periodo de tiempo. Para medir la ocupancia automáticamente se utiliza un detector de presencia que determina la presencia o ausencia de un vehículo o parte de él dentro de su campo de detección. Si se quiere estimar la densidad partiendo de la ocupancia es preciso conocer la longitud promedio de los vehículos. Esta se puede medir automáticamente añadiendo otro detector para registrar el paso del vehículo, su *velocidad*, y calcular su *longitud* mediante la Ecuación 3.3. Aunque esta longitud no es exactamente igual a la llamada "longitud eléctrica", es decir, la que afecta al detector, despreciamos la diferencia entre ellas.

El tiempo medio en que cada vehículo o porción del mismo está sobre el detector de presencia será:

$$t_p = \frac{l - l_d}{V}$$

donde t_p = tiempo medio de presencia (s)
 l = longitud media de un vehículo (m)
 l_d = longitud del detector de presencia (m)
 V = media espacial de las velocidades donde está el detector, en un tiempo T (m/s)

La ocupancia, por definición y por la ecuación anterior será durante un tiempo T

$$O = \frac{100Nt_p}{T} = \frac{100N(l - l_d)}{TV}$$

3.10

donde O = ocupancia %
 N = número de vehículos que pasaron en el tiempo T
 T = tiempo de observación (s)

El volumen medio durante el tiempo de observación será N/T . Entonces, aplicando la ecuación fundamental del tránsito, la densidad media por kilómetro durante el tiempo T en el tramo L será:

$$\bar{K} = \frac{1000N}{TV} \quad 3.11$$

donde \bar{K} = densidad media (v/km)

Por las Ecuaciones 3.10 y 3.11 se tiene:

$$\bar{K} = \frac{10 \times O}{\bar{l} + l_d} \quad 3.12$$

donde: \bar{K} = densidad (v/km)

O = ocupancia (%)

\bar{l} = longitud media de los vehículos (m)

l_d = longitud del detector de presencia (m)

Esta sería la densidad media durante el periodo de tiempo en que se midió la ocupancia, pero ¿donde? Como la velocidad utilizada es una velocidad casi puntual medida donde están los detectores, así como el volumen, lo único que podemos decir con un grado razonable de certeza es que la densidad calculada es en las inmediaciones del detector y que su uso fuera de allí es una extrapolación.

Banks⁸ halló que la Ecuación 3.12 sobrestimó la densidad cuando hay correlación significativa entre la longitud de los vehículos y su velocidad, lo que es cierto especialmente en cuestas empinadas donde la velocidad de los camiones es mucho más lenta que la de los automóviles.

Inferencia a partir del espaciamiento

Si se mide el espaciamiento entre pares de vehículos que pasen por un punto de la vía, es posible estimar la densidad (inverso del espaciamiento) en las inmediaciones de ese punto a intervalos irregulares. Esta es una densidad muy peculiar en un tramo cuya longitud cambia constantemente, pero puede servir para estimar las variaciones de la densidad a lo largo del tiempo.

ESTADOS DE UN VEHÍCULO EN LA CORRIENTE VEHICULAR

La Figura 3-3 muestra las dos corrientes vehiculares que circulan por una carretera de dos carriles. Para que quepan muchos vehículos en la página, excepto por las proporciones de los vehículos, se ha reducido la escala horizontal de la figura como a un sexto de lo que

⁸ Banks, "Another look at a priori relationships", 13

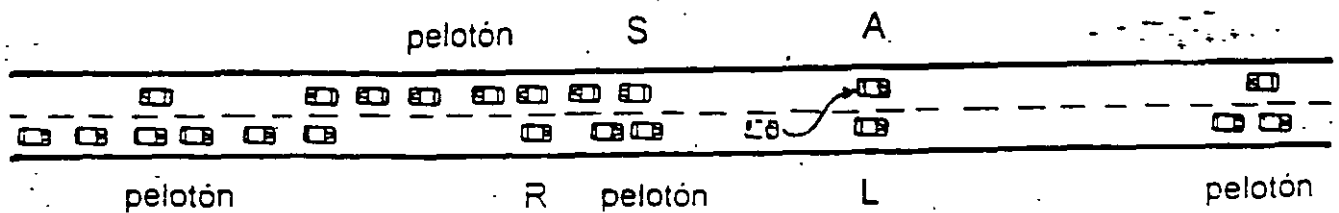


Figura 3-3 Corrientes vehiculares en una carretera de dos carriles

debiera ser. En otras palabras, que si los vehículos circulan a velocidades comunes en esas vías, su separación debe ser aproximadamente seis veces la representada.

En esa figura se presentan los cuatro estados en que un vehículo puede circular en una corriente vehicular continua: *libre*, *restringido inicialmente*, *siguiendo a otro vehículo*, y *adelantando*. Hay otro estado en que no se circula, que es cuando el vehículo está *detenido*.

En la Figura 3-3 el vehículo L va libre, el R restringido, el S sigue otro vehículo y el A adelanta otro vehículo. No hay vehículos detenidos. Los estados en corrientes vehiculares por autopistas son similares, con diferencias que se explicarán más adelante. En cambio, en corrientes discontinuas, como las que circulan por arterias urbanas, los vehículos en constituyen un elemento muy importante del tránsito

A continuación se describe cada uno de estos estados

Vehículo libre

Este vehículo es el que va a la *velocidad libre* o a *flujo libre*, que es generalmente a la que quiere ir su conductor aceptando las limitaciones que impone la vía, el medio ambiente y hasta cierto punto la regulación del tránsito. En vías de circulación continua se considera que un vehículo circula libremente cuando su brecha con el vehículo que lo precede en su carril es mayor de cierto valor o va creciendo. Este valor varía según el tipo de conductor, pero en un estudio realizado en los Estados Unidos nada menos que en 1938 por Normann⁷ se encontró que prácticamente todos los vehículos circulan libremente cuando la brecha es mayor de 9 segundos. Esta brecha corresponde a una separación de 125 m a 50 km/h y a 250 m a 100 km/h. También se determinó que a brechas menores de 9 s parte de los conductores estaban influidos por la velocidad del vehículo que los precedía y conforme descendía el tamaño de la brecha aumentaba esta influencia hasta el punto que a brechas de 1.5 s la inmensa mayoría de los conductores respondían a la influencia de la marcha del vehículo anterior. Dejando esta brecha, la separación entre vehículos es de 21 m a 50 km/h y de 42 m a 100 km/h.

⁷O. K. Normann, "Preliminary results of highway capacity studies," *Public Roads* 19 (febrero de 1939) 227,228.

Como se ha visto cuando se trató sobre el porcentaje de duración de demoras en el Tema 2, el manual de capacidad norteamericano⁸ establece que, en vías de dos carriles, un vehículo está demorado por el que lo precede cuando el intervalo entre ellos (que es casi igual a la brecha) es de menos de 5 segundos. Esto representa un valor que es prácticamente la media aritmética de los intervalos de 9 y 1.5 s mencionados anteriormente.

En vías de circulación discontinua, si no hay interacción vehicular, el vehículo puede circular libremente hasta que esté a una distancia de un semáforo en rojo o señal de 'Alto' o 'Ceda el Paso' igual a la que necesite para detenerse o decelerar, si es que su conductor va a obedecer su indicación.

Vehículo restringido inicialmente

Este es el que ha reducido su velocidad al acercarse a otro que va a menor velocidad que la que quiere ir su conductor, pero aún circula a mayor velocidad que el vehículo precedente. Según Normann, para ello la brecha entre los dos vehículos debe ser menor de 9 segundos.

Vehículo siguiendo a otro vehículo

Esto es continuación del estado anterior, cuando un vehículo que va detrás de otro más lento que él llega tan cerca de este que debe seguirlo más o menos a su misma velocidad para no chocar con él ni quedarse atrás. Las brecha y separación que quedan entre los dos vehículos se llaman respectivamente *brecha de seguimiento* y *separación de seguimiento*, y su importancia en ingeniería de tránsito es tan grande que merecen que se den más detalles sobre ellas.

En 1947, Greenshields y otros publicaron un informe técnico de un estudio sobre intersecciones semaforizadas en las ciudades de Nueva York y New Haven que constituye una de las publicaciones clásicas en la ingeniería de tránsito⁹. En ese estudio se midieron, entre otras cosas, las velocidades, brechas y separaciones de seguimiento de vehículos que circulaban por avenidas urbanas de Nueva York, y se pudo apreciar que a medida que los vehículos aumentaban su velocidad su separación también aumentaba, pero su brecha permanecía sensiblemente constante con un valor medio para automóviles de 1.1 segundos y de 1.3 segundos cuando se seguía a un camión. Se pensó que las brechas deberían ser iguales o mayores que el tiempo de reacción para frenar del conductor, de manera que si el vehículo de delante frenaba este tendría tiempo para reaccionar y frenar en la misma forma sin llegar a chocar.

Guardela, Moreno y Nieves¹⁰ encontraron también que la brecha media entre vehículos que transitaban por carreteras de dos carriles era prácticamente insensitiva a los cambios de

⁸ Highway capacity manual, Special Report 205 of the Transportation Research Board, 3^a Ed., actualización de 1994 (Washington, DC: TRB, 1984), 8-2.

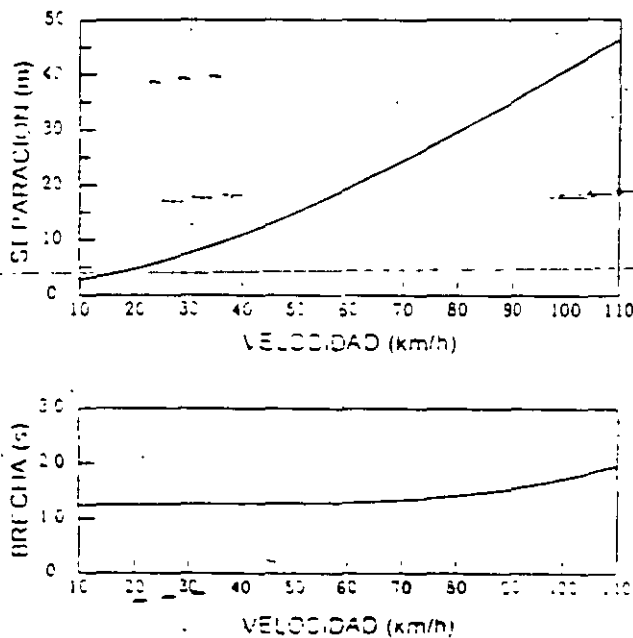
⁹ Bruce D. Greenshields, Donald Shapiro y Einar L. Eriksson, "Traffic performance at urban street intersections" (New Haven, Connecticut: Yale Bureau of Highway Traffic, 1947).

¹⁰ Pedro Guardela, Luis Moreno y Jorge Nieves, "Capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles para Colombia" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayán, Colombia, 1987).

velocidad. El valor promedio de esa brecha resultó ser de 1.3 segundos para autom y 1.5 segundos para camiones.

Radelat¹¹ halló algo semejante al analizar datos del tránsito por una autopista urbana, en la ciudad de Albuquerque, Estados Unidos. Estos datos fueron facilitados por el ingeniero Davey Warren de la Federal Highway Administration de los Estados Unidos. De ellos se pudieron extraer más de 8,000 separaciones y brechas de seguimiento de automóviles que iban a velocidades de 12 a 110 km/h. Los lugares geométricos de las medias de estas brechas y separaciones, para valores de la velocidad, están representados aproximadamente en la Figura 3-4. La variación observada de separaciones y brechas a ambos lados de sus medias (para cada velocidad) fue muy amplia (relación desviación típica / media aritmética de 0.67 para separaciones y 0.55 para brechas) pues hay varios factores tales como la actitud del conductor, el tipo de vehículo y las características de la vía que influyen mucho en la magnitud de esos valores. Sin embargo, aunque la separación media aumentó rápidamente con la velocidad, la brecha media permaneció prácticamente constante hasta una velocidad de unos 60 km/h y después empezó a aumentar lentamente. Para velocidades menores de 80 km/h la dependencia estadística entre brecha media y velocidad no fue significativa al nivel de confianza de 95%; es decir, que a las velocidades próximas a la congestión, la brecha resultó prácticamente insensitiva a los cambios de velocidad. Este

resultado tiene más importancia en ingeniería de tránsito de lo que aparece a primera vista. La media aritmética de todas las brechas medidas fue de 1.28 segundos.



Vehículo adelantando

Es el estado cuando un vehículo va realizando la maniobra de adelantamiento, mediante la cual se pone delante del vehículo que iba siguiendo. Esta maniobra se describe más adelante.

Vehículo detenido

Es cuando un vehículo tiene que detenerse sin desearlo sus ocupantes. Este estado es anormal, aunque no raro, en vías de circulación continua, pero normal en las de circulación discontinua. En las primeras se debe casi siempre a la interacción vehicular; en las segundas principalmente a la regulación del tránsito.

Figura 6-4 Variaciones observadas en una autopista urbana de la separación y brecha de seguimiento entre vehículos conforme aumenta su velocidad

¹¹ Guido Radelat, "Velocidad de corrientes vehiculares continuas y capacidad de vías", 55, 56

Pelotones y colas

Pelotón o caravana es un conjunto de vehículos que se siguen los unos a los otros y que avanzan juntos por un carril de una vía. En la Figura 3.3 se han identificado cuatro pelotones. Aunque hay quien considera que puede haber pelotones de un vehículo, en esta obra consideramos que el número mínimo de vehículos en un pelotón son dos. El vehículo que encabeza el pelotón que llamamos *cabeza de pelotón*, suele ser un vehículo libre, pero la velocidad deseada por su conductor es generalmente menor que la media de las velocidades deseadas por todos los conductores.

No es raro que los vehículos dentro de un pelotón se adelanten entre sí cuando tienen oportunidad de hacerlo, especialmente en autopistas. Si adelantan al cabeza de pelotón entonces se convierten en vehículos libres. A los espacios entre pelotones los llamamos *claros*.

No debe confundirse el pelotón con la *cola*. Esta es una fila de vehículos detenidos, mientras que el pelotón es una fila de vehículos en movimiento. Un pelotón puede convertirse en cola y viceversa.

DISTRIBUCION LONGITUDINAL DE VEHICULOS

La distribución de los vehículos a lo largo de una vía depende de muchos factores tales como la intensidad y distribución temporal y espacial de la demanda de tránsito, las características de la vía, la regulación del tránsito y la interacción vehicular. Es distinta según la naturaleza de la circulación sea continua o discontinua.

Esta distribución se suele caracterizar por la repartición de los intervalos entre vehículos que circulan por un mismo carril. Es verdad que los conductores perciben mejor la separación entre vehículos que sus intervalos, pero los ingenieros de tránsito suelen preferir este último parámetro. La razón de esta preferencia es que los intervalos se miden fácilmente cronometrando el paso sucesivo de vehículos por un punto de una vía, mientras que para medir la separación hay que usar algún procedimiento fotográfico que inmovilice los vehículos, o bien medir intervalo *mas* velocidad. También los intervalos se relacionan más directamente con el volumen y por ende con la capacidad de una vía, aunque las separaciones sirven para evaluar la calidad del servicio que se presta a sus usuarios.

Distribución en vías de circulación continua

Si se conoce el volumen que va por un carril de una vía de circulación continua (su intensidad), se conoce también el intervalo medio, que es el inverso del volumen y puede calcularse por la Ecuación 3.6. Por ejemplo, a una intensidad de 400 v/h corresponde un intervalo medio de 9 segundos.

En contra lo que pudiera pensarse, la distribución de estos intervalos no tiende a ser simétrica con respecto a su valor medio como sucede con las velocidades. En la distribución de las velocidades de la Figura 2-5 se ve que son pocos los vehículos que van a velocidades

extremas y que la moda o valor más frecuente (55 a 60 km/h) no está muy lejana de la media espacial (53.1 km/h). Esto refleja características humanas y vehiculares cuyos valores más frecuentes son aproximadamente los más frecuentes.

El caso de la distribución de los intervalos es distinto. La probabilidad de que un intervalo adopte un valor determinado, en general, decrece con el valor del intervalo y la moda suele ser mucho menor que la media. Las razones principales de esto son las siguientes.

En primer lugar, esto sucede si la llegada de los vehículos es aleatoria, esto es, si las probabilidades de llegadas de vehículos son constantes. Supongamos que acaba de pasar un vehículo (su extremo trasero) por un punto de una vía y que la probabilidad invariable de que no pase ningún vehículo en un tiempo t es p . Esta es la probabilidad de que ocurra un intervalo i igual o mayor que t (suponemos que t es mayor que el intervalo mínimo). Lógicamente, la probabilidad de que i sea igual o mayor que nt es p^n , siendo p constante y n un número entero. Entonces podemos escribir:

$$r(i \geq nt) = p^n$$

$$r[i \geq n(t+1)] = p^{n+1}$$

$$r(nt \leq i < n(t+1)) = p^n - p^{n+1} = p(1-p)^n$$

Como las probabilidades son números menores que la unidad, esto quiere decir que a medida que aumentan los valores de los límites del intervalo, manteniendo constante su diferencia, menor es la probabilidad de ocurrencia de intervalos dentro de esos límites.

En segundo lugar, la interacción vehicular hace que cierta proporción del número total de vehículos circulen restringidos o en pelotones, lo que aumenta la frecuencia de los intervalos pequeños y disminuye la de los grandes. Esta proporción es mayor en carreteras de dos carriles que en autopistas y se incrementa con los aumentos de volúmenes.

La relación enunciada entre el tamaño de un intervalo y su frecuencia se malogra cuando los intervalos son mínimos por el hecho de que los vehículos tienen dimensiones. En efecto, ningún vehículo puede circular a un intervalo que sea mayor que su paso más la brecha mínima que su conductor quiere dejar por razones de seguridad y comodidad. El paso varía según la velocidad y la longitud del vehículo, y para automóviles de 5 m que vayan a velocidades de 50 y 100 km/h es respectivamente de unos 0.4 y 0.2 s. Suponiendo que las brechas se encuentren entre 1.0 y 1.6 s, los intervalos mínimos se hallarían normalmente entre 1.4 y 2.0 s a 50 km/h y entre 1.2 y 1.8 a 100 km/h. Se han observado, sin embargo, intervalos menores de medio segundo lo que supone velocidades muy altas, vehículos muy cortos y brechas temerarias.

Como la distribución tanto del largo de los vehículos como de las brechas que dejan sus conductores tiende a ser simétrica con respecto a valores medios, también es simétrica la distribución de los intervalos mínimos, que es por lo tanto, completamente distinta a la distribución de los demás intervalos.

☞ EJEMPLOS: Los, histogramas A y B de la Figura 3-5 están basados en los resultados de un estudio monumental sobre capacidad vial que se realizó en los Estados Unidos en los años treinta, en el que se observaron más de 300,000 vehículos. Es verdad que las características mecánicas de los vehículos en aquellos tiempos preténtos difieren mucho de las de ahora, así como la pericia de los conductores, pero no creemos que eso afecte decisivamente la relación entre las variables medidas entonces y las que se miden ahora.

El histograma A corresponde a un carril de carreteras de dos carriles donde circulan 400 v/h y el intervalo medio es, naturalmente, de 9 s. La moda de 2 s es considerablemente menor que la media de 9 s. El porcentaje de intervalos menores de un segundo es de 3.5. No tenemos datos sobre velocidades.

En el histograma B se muestran datos sobre un carril de carreteras de dos carriles con intensidad de 720 v/h e intervalo medio de 5 s. Aquí la interacción vehicular es considerable debido principalmente a las restricciones a los adelantos por lo que el número de vehículos en pelotones, siguiendo a otros, ha aumentado. Esto lo denota el aumento observado en el porcentaje de intervalos menores de 5 s, especialmente el de los menores de un segundo que es ahora de 7.5%. La moda sigue siendo de 2 s, pero la media de 5 s se ha acercado a ella.

Es de esperar que cuando el volumen aumente a valores cercanos a la congestión, la inmensa mayoría de los vehículos este en pelotones. Entonces la forma de la distribución de los intervalos cambiará radicalmente, pues sería casi simétrica y similar a la de los intervalos mínimos.

Casi 30 años después de haberse tomado los datos de los histogramas A y B de la Figura 3-5 se observaron más de 20 000 intervalos en un carril de una autopista de Chicago. Los resultados de estas observaciones se muestran en el histograma C. La

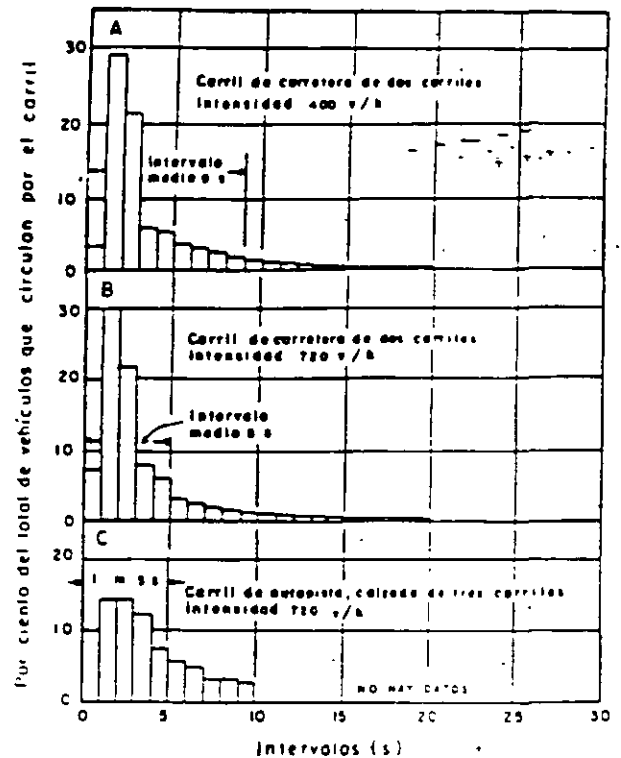


Figura 3-5 Frecuencia de los intervalos observados entre vehículos que circulan por un mismo carril.

FUENTES: Histogramas A y B O. K. Normann, "Results of highway capacity studies" *Public Roads* 23 (junio de 1942), 72. Histograma C Adolf D. May, Jr., "Gap Availability Studies" *Highway Research Record No. 72 Traffic Flow Characteristics* (Washington, DC Transportation Research Board, 1965), 113.

intensidad del tránsito es aproximadamente la misma que la del histograma B, 720 v/h, y por supuesto, el intervalo medio es también de 5 s. La moda está ahora distribuida entre 2 y 3 segundos, pero su frecuencia ha disminuido como a la mitad. Aquí el porcentaje de intervalos menores de un segundo se ha elevado a 12.3, lo que puede explicar el hecho de que las velocidades son más altas y probablemente los conductores más hábiles. La distribución de los intervalos no es tan desigual como en los casos anteriores, pues en una autopista existen muchas más oportunidades para adelantar que en una vía de dos carriles; hay menos vehículos en pelotones y más vehículos libres.

Veamos ahora lo que sucede en esa autopista de Chicago cuando cambia la intensidad del tránsito. Eso nos lo muestra la Figura 3-6. La primera distribución de esa figura representa los mismos datos que el histograma C de la figura anterior. La escala horizontal muestra la magnitud de los intervalos y la altura de la zona sombreada significa el porcentaje de número total de intervalos que corresponde a cada incremento de medio segundo del valor del intervalo. La media de los intervalos está indicada por \bar{t} y su desviación típica por s . También una de las curvas que cortan las zonas sombreadas indica el intervalo medio y las otras el porcentaje acumulado de intervalos. Las otras tres distribuciones corresponden respectivamente a intensidades del orden de 17, 22 y 27 v/min (1,029, 1,333 y 1,636 v/h)

Como puede observarse, a medida que aumenta la intensidad del tránsito la distribución de los intervalos se hace más desigual y el intervalo medio se acerca a la moda, como sucedió en la carretera de dos carriles, pero la tendencia aquí es más acusada. Como la autopista tiene mayor capacidad por carril, la proximidad a la congestión del caso del

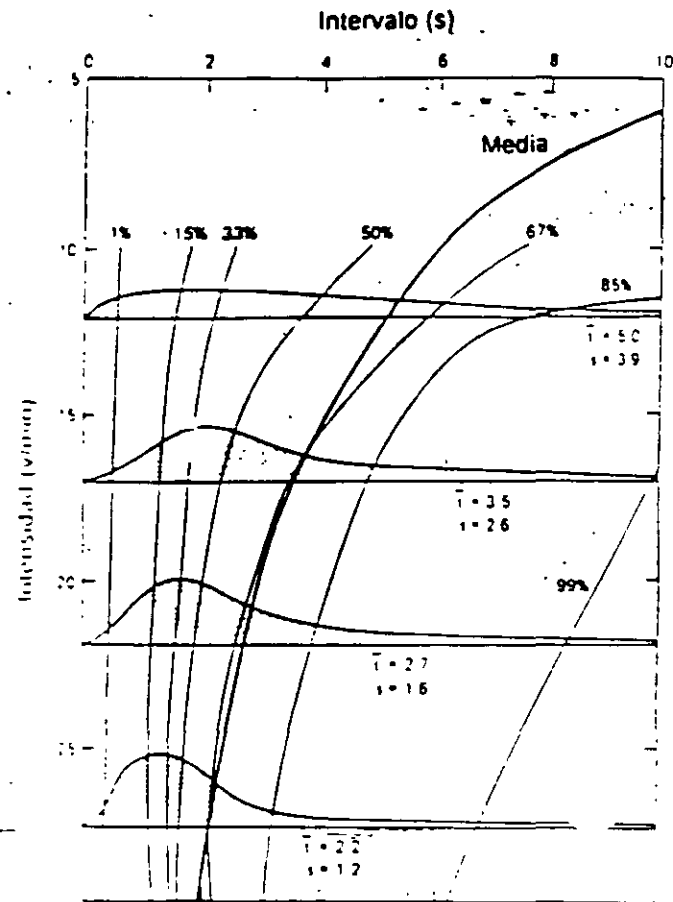


Figura 3-6 Distributions de intervalos medios en un carril de autopista
FUENTE: Adolf D. May, Jr., "Gap Availability Studies" *Highway Research Record No. 72*, Traffic flow characteristics (Washington, DC: Transportation Research Board, 1965), 114. Citado por Adolf D. May, en *Traffic flow fundamentals* (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1990), 13.

Las otras tres distribuciones corresponden respectivamente a intensidades del orden de 17, 22 y 27 v/min (1,029, 1,333 y 1,636 v/h)

histograma B de la figura anterior (intensidad de 720 v/h) corresponde aproximadamente al de la segunda distribución (intensidad de 1,029 v/h). En los dos últimos casos la autopista está más cargada que la vía de dos carriles del histograma B.

El tema de esta distribución se retoma mas adelante cuando se trata sobre las maniobras de adelanto.

Distribución en vías de circulación discontinua

La via de circulación discontinua típica es la arteria urbana, donde el tránsito está dominado por semáforos. Por lo tanto, es importante conocer como se distribuye el tránsito en los accesos a las intersecciones semaforizadas

Intervalos de entrada a una intersección semaforizada

En estas vías se forman colas cuando los semáforos están en rojo. Cuando el semáforo cambia a verde las colas se transforman en pelotones que se van disipando a medida que va aumentando la velocidad de los vehículos y su separación, y se ponen de manifiesto las diferencias entre las velocidades deseadas por los distintos conductores. Luego, cuando se llega a otro semáforo en rojo se vuelve a formar la cola. Cuando los volúmenes son altos, los adelantos son pocos, no tanto por su dificultad como por su futilidad, pues muchas veces lo único que se gana al adelantar es un par de segundos, es decir, ponerse delante del vehículo anterior en la cola siguiente.

La Figura 3-7 muestra una cola de vehículos esperando la luz verde del semáforo. Tan pronto el semáforo exhibe la esperada indicación verde, la cola empieza a ponerse en movimiento y los vehículos van entrando en la intersección. De acuerdo con el criterio del manual de capacidad vial norteamericano¹², consideramos que un vehículo ha entrado en una intersección cuando su extremo trasero llega a la línea de detención. Al tiempo que media entre la entrada de un vehículo y la del siguiente lo llamamos *intervalo de entrada* del vehículo de atrás.

El intervalo de entrada del primer vehículo es el tiempo que media entre el momento en que el semáforo exhibe la indicación verde y el instante en que la parte trasera

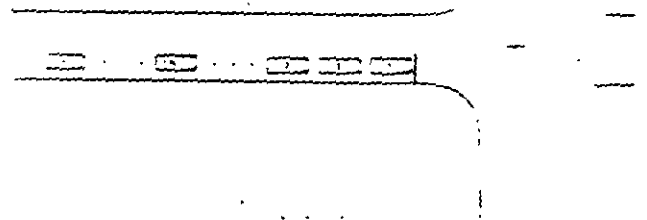


Figura 3-7 Intervalos de entrada a una intersección semaforizada

¹² Highway capacity manual, edición de 1965, p. 27

del vehiculos pasa sobre la línea de detención. Es realmente el paso del vehiculo a una velocidad muy baja, más el tiempo de percepción y reacción del conductor, que puede ser relativamente largo. El segundo vehiculo de la cola sigue un proceso similar y aunque el intervalo comprende también la brecha, resulta generalmente más corto que el primer intervalo porque la reacción del conductor y parte de la aceleración del vehiculo ocurren durante el primer intervalo. También el segundo vehiculo tiene mayor distancia para acelerar y desarrolla mayor velocidad. Los vehiculos sucesivos, que tienen aún mayor distancia para acelerar, van aumentando más su velocidad en el acceso a la intersección, pero luego disminuyen su aceleración hasta que alcanzan la velocidad de marcha normal de media cuadra. A medida que los vehiculos van acercándose a esa velocidad en la línea de detención, sus intervalos van disminuyendo. Cuando alcanzan allí la velocidad de marcha normal de media cuadra, sus intervalos tienden a ser mínimos e iguales.

Otra posible limitación en la reducción de los intervalos, es el *intervalo mínimo* mencionado anteriormente; es decir, que ningún intervalo puede ser menor que la suma del paso y la brecha mínima.

➤ **EJEMPLO.** En el estudio clásico de Greenshields y otros¹³ se elaboró el concepto de los intervalos de entrada a intersecciones semaforizadas y el informe correspondiente difundió el concepto.

Se ha aplicado matemáticamente la racionalización expuesta en párrafos anteriores. Los datos tomados en ese estudio sobre vehiculos y conductores de 1947, cuyos valores medios aparecen redondeados en la Tabla 3-2. El proceso seguido es como sigue

Se supuso que después de transcurrido el tiempo de reacción, el conductor acelera su vehiculo con movimiento uniformemente acelerado hasta que alcanza la velocidad normal de marcha de media cuadra. Los primeros vehiculos desarrollan esta velocidad después que han pasado la línea de detención, los demás antes de ella, por lo que se supuso que estos recorren parte del acceso a velocidad constante y marcha normal.

Tabla 3-2
Datos tomados del estudio de Greenshields y otros
Valores medios redondeados

Tiempo de reacción del primer conductor	1.7 s
Tiempo de reacción de otros conductores	1.25 s
Espacio ocupado por un vehiculo	6.5 m
Velocidad normal de marcha a media cuadra	32-40 km/h
Aceleración del primer vehiculo	2.5 m/s ²
Aceleración del segundo vehiculo	1.2 m/s ²
Aceleración del tercer vehiculo	1.15 m/s ²
Aceleración de los demás vehiculos	1.0 m/s ²
Brecha mínima	1.1 s

Ibid. 18-27

Se calcularon los intervalos como la diferencia entre el tiempo de recomdo de dos vehiculos sucesivos más el tiempo de reacción del conductor de atras. Esto se hizo para tres velocidades de marcha normal 20, 30 y 40 km/h. Los resultados de los calculos se presentan en la Tabla 3.3 así como sus equivalentes medidos en el terreno en el estudio mencionado

¹³ Greenshields y otros, *Traffic performance at urban street interseccion*, 17-30

Los valores calculados se acercan a los valores reales pero no concuerdan exactamente con ellos, lo que es de esperar. El pequeño "modelo conceptual" usado hace abstracciones y simplificaciones que lo alejan de lo real. Sobre todo, supone que los vehículos, excepto los tres primeros, desarrollan igual aceleración y alcanzan la misma velocidad, por lo tanto, no tiene en cuenta la interacción vehicular cuando los intervalos son pequeños, que al retrasar los vehículos más rápidos, aumenta el tamaño de los intervalos sobre los valores que existirían si no hubiese interacción. Como se ha supuesto que los vehículos no rebasan la velocidad de marcha, nunca pueden recuperar la ventaja que ha tomado el vehículo que los precede y sus intervalos de entrada son mayores que los intervalos en un pelotón cerrado de vehículos en estado de seguimiento.

Tabla 3-3
Comparación de intervalos de entrada calculados y observados

Vehículo	Intervalos de entrada (s)			Intervalos Observados
	Intervalos calculados			
	Velocidad de marcha normal --			
30 km/h	40 km/h	50 km/h		
1	3.8	3.8	3.8	3.8
2	3.2	3.2	3.2	3.1
3	2.9	2.9	2.9	2.7
4	2.6	2.6	2.6	2.4
5	2.1	2.1	2.1	2.2
6	2.0	2.0	2.0	2.1
7	2.0	2.0	2.0	2.1
8	2.0	1.9	1.9	2.1
9	2.0	1.9	1.9	2.1
10	2.0	1.8	1.8	2.1
11	2.0	1.8	1.8	2.1
12	2.0	1.8	1.8	2.1
13	2.0	1.8	1.8	2.1
14	2.0	1.8	1.7	2.1
15	2.0	1.8	1.7	2.1

*Ibid., 27

Un hecho que parece cierto es que a medida que aumenta la velocidad de marcha a media cuadra se aleja la posición en que los intervalos son prácticamente iguales. Los cálculos indican que esta posición es la sexta a 30 km/h, la décima a 40 km/h y la décimocuarta a 50 km/h, aunque el modelo conceptual seguramente aleja demasiado esa posición.

La Figura 3-8 muestra cuatro series de intervalos de entrada a intersecciones semaforizadas observadas por varios investigadores en distintos lugares de los Estados Unidos, desde 1946 hasta 1975. En casi 30 años no se han notado diferencias substanciales entre esas series de intervalos.

Flujo de saturación y tiempos perdidos

En la Figura 3-7, el último vehículo de la cola se designa por n , y se indica por la letra M la posición donde los intervalos de entrada empiezan a ser prácticamente constantes. Esos intervalos se suelen llamar *intervalos de saturación*. Son los intervalos de 2.1 s de la quinta columna de la Tabla 3-3. El volumen que corresponde a esos intervalos se denomina tradicionalmente *flujo de saturación*. El valor de ese volumen para un intervalo de 2.1, según la Ecuación 3.3, es de 1714 v/h. Naturalmente si se expresa intervalo y flujo de saturación en las mismas unidades, uno es el inverso del otro.

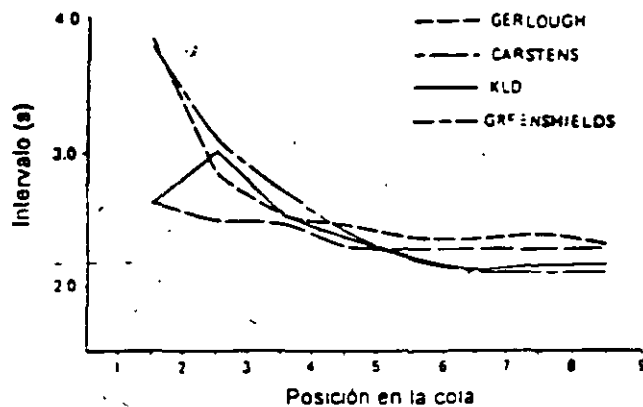


Figura 3-8. Comparación de distintas series de intervalos de entrada observadas por distintos investigadores.

FUENTE: Gerhart F. King y M. Wilkinson, "Relationship of signal design to discharge headway, approach capacity, and delay", *Transportation Research Record No 615* (Washington, DC: Transportation Research Board, 1976), 39.

Se puede definir el flujo de saturación como el volumen que entraría a la intersección semaforizada, por un carril o acceso, si el semáforo estuviera siempre en verde y los vehículos no parasen. En condiciones ideales, (carriles de 3.65 m, rasante horizontal, ausencia de vehículos pesados, vehículos estacionados y movimientos de giro, así como pocos peatones) el flujo de saturación suele estar comprendido entre 1,700 y 1,900 v/h, lo que equivale a intervalos de saturación de unos 2.1 a 1.9 s.

En realidad, cada vez que la corriente vehicular se detiene y arranca de nuevo los intervalos de entrada de los primeros N vehículos de la Figura 3-7 son mayores que el intervalo de saturación. A la suma de los excesos de esos intervalos sobre el de saturación se llama *tiempo perdido por arranque de cola*. En la serie de intervalos de la quinta columna de la Tabla 3-2, ese tiempo perdido sería:

$$P_1 = (3.8 - 2.1) + (3.1 - 2.1) + (2.7 - 2.1) + (2.4 - 2.1) + (2.2 - 2.1) = 3.7 \text{ s}$$

Ese es el tiempo que tarda vencer la inercia de la cola y ponerla en marcha de nuevo. Su valor para condiciones ideales se encuentra comúnmente entre 1.5 y 4.0 s.

También durante las detenciones de una corriente vehicular en una intersección semaforizada ocurre otra pérdida de tiempo que es el tiempo que transcurre desde que sale de la intersección el último vehículo de una corriente que pueda entrar en conflicto con la corriente considerada y la entrada del primer vehículo de esta corriente. Se llama *tiempo perdido por despeje* y es una holgura que se deja por razones de seguridad, durante la cual no debe circular ningún vehículo por la intersección. Su valor también se suele encontrar entre 1.5 y 4 s. En el Tema 4 se trata más sobre esto.

DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL VEHÍCULOS

En ingeniería de tránsito muchas veces es necesario conocer la distribución de los vehículos por carril cuando, por ejemplo, se analiza la capacidad de una calzada (donde un carril se puede saturar antes que los demás), o bien la capacidad de ramales de entrada o salida de autopistas (donde el tránsito que interactúa con los vehículos que entran y salen es el que circula por el carril exterior).

En carreteras de dos carriles la distribución por carril la determina simplemente el sentido hacia donde van los vehículos, pero cuando hay más de dos carriles por sentido, esta distribución depende de varios factores. Según el manual de capacidad vial norteamericano¹⁴ entre estos factores se encuentran: variaciones en la velocidad y volumen del tránsito, su composición, número de puntos de acceso de la vía, origen y destino de los vehículos, las actividades en el entorno de la vía y forma de conducir. En calzadas de dos carriles en el mismo sentido, cuando los volúmenes y el número de puntos de accesos a la calzada es bajo, los vehículos tienden a ir por el carril derecho; pero cuando ambos factores van aumentando, más vehículos van utilizando el carril izquierdo; hasta que la mayoría va por ese el carril. En calzadas de tres carriles de autopistas, se ha observado que a volúmenes bajos el carril preferido es el derecho, a volúmenes intermedios la distribución por carriles tiende a igualarse, y a altos volúmenes la mayoría utiliza el carril izquierdo.¹⁵

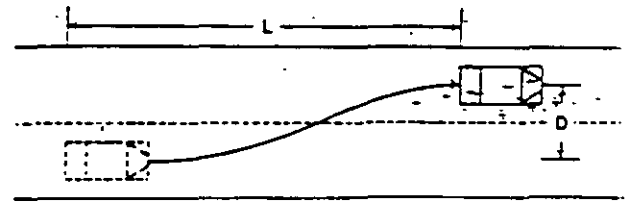


Figura 3-9 Trayectoria que sigue un vehículo al cambiar de carril

Llamamos *cambio de carril* al paso de un vehículo de un carril a otro adyacente. La Figura 3-9 muestra la trayectoria de un vehículo que realiza esa maniobra. Si ignoramos la curvatura de la trayectoria, por geometría y cinemática, la velocidad de desplazamiento lateral y el tiempo de la maniobra estarán dados por las siguientes expresiones.

$$V_l = V \frac{D}{L} \quad 3.13$$

$$t_c = \frac{D}{V_l} \quad 3.14$$

- donde
- V_l = Velocidad de desplazamiento lateral (m/s)
 - V = Velocidad longitudinal del vehículo (m/s)
 - D = Desplazamiento lateral (m)
 - L = Tramo de vía recorrido por el vehículo al cambiar de carril (m)
 - t_c = Tiempo para cambiar de carril (s)

Por razones de seguridad y comodidad los conductores limitan la velocidad de desplazamiento lateral. Infortunadamente la única información de que disponemos sobre esa variable es la que hemos extraído de un trabajo de Wynn del año 1948¹⁶, cuyos resultados se aplican a vehículos que circulan a velocidades comprendidas entre 40 y 65 km/h. Dentro de esos límites, la velocidad de desplazamiento lateral no es muy sensitiva a los cambios de velocidad longitudinal del vehículo, pero sí lo es al tipo de cambio de carril. Si este

¹⁴ Highway capacity manual, actualización de 1994, 2.22.2.2

¹⁵ Información obtenida en autopistas de Chicago por el Dr. Joseph Fazio en 1990

¹⁶ F. H. Wynn, "Weaving practices on one-way highways" en Studies of weaving and merging traffic, Technical Report 4 del Bureau of Highway Traffic (New Haven, Connecticut: Yale University, 1948) 33

es voluntario, la velocidad media de desplazamiento observada fue de cerca de 0.8 m/s, pero si el cambio es forzado (el conductor del vehículo se apura) la media fue de 1.1 m/s, máxima de 1.5 m/s. Los desplazamientos laterales observados fueron como 80 por ciento del ancho de carril, debido a que los vehículos se van acercando a su borde izquierdo antes de empezar la maniobra. Se determinó también que en los casos observados, el cambio de carril voluntario medio tardó unos 3.8 s y el forzado alrededor de 2.8 s. Las distancias medias recorridas para cambiar de carril fueron respectivamente de unos 65 y 45 metros.

Todo esto se presenta para dar una idea aproximada de las magnitudes de las variables que intervienen, pero la aplicabilidad de los valores obtenidos a las condiciones presentes es incierta.

También la distribución transversal de los vehículos cambia dentro de un mismo carril. No siempre van los vehículos por el centro del carril, pues la vía y su entorno pueden afectar psicológicamente al conductor haciendo que desvíe la trayectoria de su vehículo hacia un lado u otro del carril por donde va. Acotamientos en mal estado o inexistentes, obstáculos demasiado cerca de la calzada, actividades humanas contiguas a la vía u otras condiciones que impliquen riesgos compelen al conductor a alejar su vehículo del borde de la calzada, lo que reduce el ancho efectivo del carril. Aun las marcas sobre el pavimento ejercen un efecto apreciable en la trayectoria de los vehículos. En un estudio hecho en Colombia¹ donde se comparó el comportamiento de los conductores en un tramo de vía sin y con demarcación en el pavimento, se pudo apreciar una diferencia significativa en la posición lateral de los vehículos.

RELACIONES ENTRE CORRIENTES VEHICULARES

Consideramos que las principales relaciones entre las corrientes vehiculares son cruce, confluencia, separación y entrecruce. Estas se presentan esquemáticamente en la Figura 3-10.



Figura 3-10 Principales relaciones entre corrientes vehiculares

¹ Marín Alonso Ruiz Moreno y Edwin Riano Linares "Efecto de la señalización horizontal en la velocidad de los vehículos", en las memorias del III Seminario de Cooperación Técnica de Ingeniería y Maestría de Camerinas de Dos Carnes, (Popayán, Colombia) Universidad del Cauca, noviembre de 1994, p. 118.

Cruce y confluencia

Entendemos que hay *cruce* cuando la trayectoria de los vehículos de una corriente corta a la de los vehículos de la otra. El cruce puede ser *recto* u *oblicuo*. Esta maniobra requiere que los vehículos de una corriente pasen por las brechas que haya entre los vehículos de la otra. Si las corrientes están separadas en tiempo o en espacio, no hay cruce.

Denominamos *confluencia* a la unión de dos o más corrientes vehiculares para formar una sola. De esta forma los vehículos de una corriente se incorporan individualmente a la otra, insertándose en brechas entre vehículos de la corriente en que confluyen.

En la Figura 3-11 se muestra un esquema de una intersección de una vía preferente por la que circulan dos corrientes vehiculares en sentidos opuestos, con una vía subordinada también de dos corrientes. Los vehículos que van por la preferente tienen siempre el derecho de paso y los de la subordinada deben utilizar brechas para cruzar o incorporarse a las corrientes de la preferente. El movimiento de frente desde la vía subordinada cruza

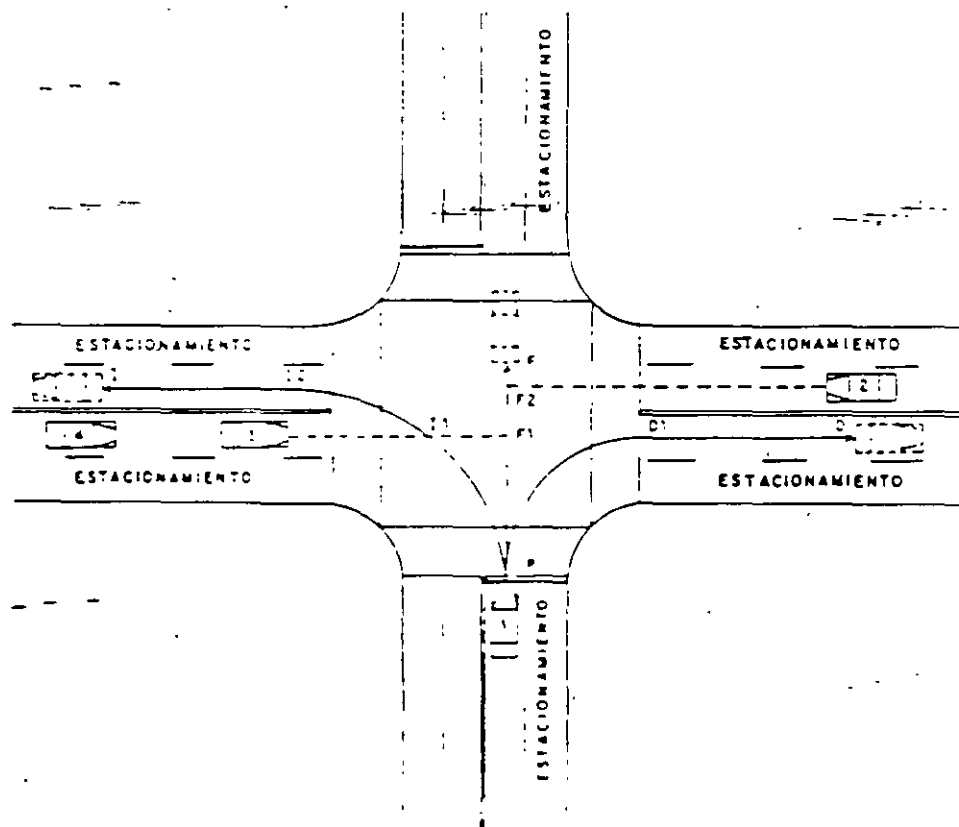


Figura 3-11 Movimientos en una intersección de vías de tránsito preferente y subordinada

perpendicularmente dos corrientes de la vía principal. El movimiento de giro a la izq. La cruza oblicualmente una corriente y confluye en otra, mientras que los que giran a la derecha sólo realizan una confluencia.

Tiempos de cruce y confluencia

El *tiempo de cruce* es función de la velocidad que desarrolle el vehículo y la distancia que tenga que recorrer para pasar al otro lado de la corriente que cruza. La velocidad a su vez depende de (1) la agresividad del conductor, (2) la relación peso/potencia de su vehículo, (3) el hecho de que haya tenido que detenerse o no antes de efectuar el cruce y, (4) la limitación que puede imponer la fuerza centrífuga en una trayectoria curva.

El *tiempo de confluencia* depende de los mismos factores que el tiempo de cruce, pero además debe permitir que el vehículo desarrolle una velocidad compatible con la imperante en la corriente en la que confluye. Hasta que no alcanza esa velocidad no se considera terminada la confluencia.

Analicemos estos tiempos para cada movimiento direccional en la intersección de la Figura 3-11.

Movimiento de frente

Este es una maniobra de cruce de dos corrientes. El tiempo necesario para efectuar esos dos cruces será el que tarde en recorrerse la distancia OF que es aproximadamente el ancho de los camles que se atraviesan más la longitud del vehículo. Cuando la parte trasera del vehículo llegue al punto F3, habrá cruzado la primera corriente, y cuando llegue al punto F4 habrá cruzado también la segunda. Normalmente las dos corrientes se cruzan en un solo movimiento, pues el vehículo no debe esperar atravesado en la calzada principal. Si el vehículo no se detiene antes de iniciar esta maniobra, para estimar el tiempo de cruce puede suponerse que recorre la distancia de cruce con velocidad uniforme igual a la que llevaba. Si tuvo que detenerse, habrá que suponer un movimiento acelerado partiendo del reposo.

Giro a la derecha

Aquí el vehículo efectúa simplemente una confluencia. Describe un arco de círculo que suele ser como la cuarta parte de la circunferencia de un círculo de radio igual al de curvatura del borde de la calzada más la mitad del ancho del carril por donde va. Su velocidad está limitada generalmente por la fuerza centrífuga que desarrolla al recorrer la curva. Si el vehículo no para, recorrerá la curva con velocidad más o menos constante, en caso contrario lo hará con movimiento acelerado. Al llegar al punto D1 es probable que su velocidad sea mucho más baja que la imperante en la corriente vehicular a la que se incorpora y su maniobra no habrá terminado hasta que alcance el punto D2 donde iguale su velocidad con la del vehículo que venga detrás (1) acelerando, (2) proporcionando distancia suficiente para que este pueda decelerar con seguridad, o (3) haciendo algo intermedio.

Giro a la izquierda

La estimación del tiempo de esta maniobra es un poco más compleja pues el vehículo adelanta hasta *P*, describe una curva, realiza un cruce y al final efectúa una confluencia. Se puede suponer que esa curva es un arco de círculo $P/2$ con radio cercano al ancho de calzada preferente y longitud aproximadamente igual a la cuarta parte de su circunferencia. El vehículo recorrerá la curva con movimiento acelerado o casi uniforme según pare o no pero es posible que el conductor tenga que limitar la velocidad en la trayectoria curva para que no se desarrolle una fuerza centrífuga intolerable. Una vez recomda la curva puede suceder que tenga que hacer algo semejante a los giros a la derecha para igualar su velocidad con la imperante en la vía principal en el punto *I*.

Aceptación de brechas

Como se ha dicho, los vehículos que cruzan una corriente vehicular deben hacerlo pasando por brechas en la misma. Estas brechas se miden en los *puntos de conflicto*, es decir, donde se espera se corten las trayectorias de los vehículos que se van a cruzar o donde se unan las de los que van a confluir. Estos son, en la Figura 3-11, los puntos *F1* y *F2* para el movimiento de frente, el punto *D* para el giro a la derecha, y los puntos *I1* e *I* para el giro a la izquierda. La brecha se mide desde el momento en que al conductor del vehículo que va a cruzar iniciaría el cruce. Existen dos tipos de estas brechas: la *brecha íntegra* entre los extremos traseros y delanteros de dos vehículos, cuando pasan por el punto de conflicto; y la *brecha restante*, que es la porción de brecha que queda en el momento en que se iniciaría el posible cruce, es decir, lo que tarde en llegar al punto de conflicto el primer vehículo de la corriente preferente desde ese instante. Si la Figura 3-11 representa el momento en que el vehículo 1 llega al punto *O*, para el movimiento de frente habrá brechas restantes correspondientes a los vehículos 2 y 3 en ese momento, y una brecha íntegra entre los vehículos 3 y 4 cuando el 3 llegue al punto *F1*, si es que el vehículo 1 no ha cruzado antes.

Cuando un conductor aprovecha una brecha en la corriente vehicular transversal para efectuar una maniobra de cruce o confluencia, se dice que *acepta* la brecha. Si por razones de seguridad el conductor decide no utilizar la brecha, al considerarla demasiado corta o difícil de percibir, decimos que *rechaza* la brecha.

En realidad, la *brecha aceptable* es el tiempo que el conductor juzga que tomara la maniobra de cruce más cierta holgura relacionada con el riesgo que quiere correr. El juicio de la duración de la maniobra depende de la prudencia y experiencia del conductor. La holgura es función del grado de temeridad del conductor, de la seguridad que tenga en la apreciación de las brechas reales, del estado del tiempo, visibilidad en general, etc. La holgura puede ser *insuficiente* cuando por temeridad del conductor que cruza o confluye, o mala apreciación de la brecha, el vehículo que se acerca tiene que aumentar su brecha frenando violentamente. Las consecuencias del empleo de holguras demasiado cortas son más graves en los cruces que en las confluencias, por lo que los conductores tienden a usar mayores holguras para cruzar.

La aceptación o rechazo de una brecha se basa en la comparación de la brecha que *aprecia* el conductor que va a efectuar la maniobra con su brecha aceptable en el lugar y momento de

esa maniobra. La apreciación de las brechas puede ser difícil, pues el conductor no la percibe, y las estima mentalmente juzgando la distancia a un vehículo que se acerca y su velocidad. Si bien los indicios de que dispone sobre la distancia no suelen ser muy exactos, los relativos a la velocidad son aún más inciertos, y a veces sólo puede juzgar la velocidad por el tipo de vía por donde viene el vehículo observado.

No es frecuente que un vehículo subordinado, sin parar, llegue a un punto de conflicto a acabar de pasar por él un vehículo preferente. Por tanto, cuando el vehículo subordinado no se ha detenido, es casi seguro que haya aceptado una brecha restante; y si usa una brecha íntegra para efectuar su maniobra probablemente ha parado.

En trabajos de análisis de circulación y diseño geométrico es a veces necesario determinar lo que se conoce como *brecha crítica*. Esta es la *mediana* de las brechas aceptables mínimas, es decir, el valor de la brecha que se espera acepte un 50% de los conductores y rechace otro 50%. Para estimarla se miden las brechas que se aceptan y rechazan para cruzar o confluir en una corriente vehicular (muestra estadística). Entonces, para cada valor de la brecha (4, 5, 6, ... segundos) se determina la proporción de conductores que la aceptaron y que la rechazaron. Interpolando estadísticamente entre esos valores se estima el tamaño esperado de la brecha con probabilidad de 0.5 de ser aceptada o rechazada.

No es fácil estimar una brecha crítica sin sesgo estadístico significativo, pues existen dos tipos de variaciones en el proceso de aceptación que influyen en esa estimación: (1) *diferencias entre conductores*, debido a sus distintos grados de pericia y temeridad, así como a la diversa agilidad de sus vehículos; y (2) *diferencias en el comportamiento de un conductor* que son resultados de cambios en la percepción de la situación y en su estado de ánimo, pues no es raro que un conductor que espere mucho para cruzar o confluir, mejore su apreciación de lo que ocurre o se impacienta y acabe por aceptar brechas menores que otras que había rechazado. Por lo tanto es prácticamente imposible que en una muestra estén representadas equitativamente todas las circunstancias responsables de esas variaciones.

La Tabla 3-4 muestra valores de brechas críticas que contiene la actualización de 1994 del manual de capacidad vial norteamericano. No especifica si la brecha crítica es media o mediana de valores individuales.

* Esta es la definición tradicional de la brecha crítica que usamos. Recientemente se han formulado otras definiciones que nos parecen más apropiadas que ignorar por el momento.

² John R. McLean, *Two-lane highways* (Traffic operations and control), Nueva York: Gordon and Breach Science Publishers, 1989), 271-276.

EJEMPLO: Supóngase que en la Figura 3-11 los datos de interés son los contenidos en la Tabla 3-5. Hay dos carriles de circulación y dos de estacionamiento en cada vía. Estos datos son reales y fueron extraídos de los tomados para el estudio de una intersección en un suburbio de Chicago³ donde prácticamente todos los vehículos eran automóviles. Los movimientos de cruce y confluencia son desde el acceso Sur, donde hay una señal de "Ceda el Paso", de modo que los conductores pueden parar o no antes de entrar en la intersección, pero cuando paran se supone que lo hacen en la línea de detención. Se busca tener una idea aproximada sobre cuáles serían las brechas críticas para los movimientos de cruce recto y de giros a izquierda y derecha desde el acceso Sur de la vía subordinada. Para ello, el método a emplear consiste en calcular los tiempos de cruce o confluencia medios de los vehículos que realizan esas maniobras y añadir a esos tiempos las holguras medias que se consideren apropiadas.

Para ejecutar el ejemplo también se han supuesto ciertos valores que no se midieron en el lugar donde se realizó el estudio mencionado, sino que proceden de otras fuentes o del sentido común. Estos aparecen en la Tabla 3-6.

Cuando un vehículo no para se supuso que procedió a velocidad uniforme, aceptando una brecha restante; pero si recorre una curva debió limitar su velocidad a la máxima que permite la fuerza centrífuga, que se calculó aplicando la siguiente ecuación de la dinámica:

$$V_m = \sqrt{g \times f \times R}$$

donde: V_m = velocidad máxima en curva (m/s)
 g = aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)
 f = coeficiente de rozamiento lateral (0.4)
 R = radio de la trayectoria del vehículo (m)

³ Guido Radcliff, "Comparative effects of 'Yield' signs and Stop signs on traffic approaching a through street from a side street" (Tesis de maestría, Northwestern University, 1964)

Tabla 3-4
 Valores de brechas supuestamente críticas en segundos para usarse en trabajos de capacidad de vías

Tipo de maniobra	Carriles en vía prefer	
	2	4
Giro a izquierda desde vía preferente	5.0	5.5
Mov. de frente desde vía subordinada	6.0	6.5
Giro izquierdo desde vía subordinada	5.5	7.0

FUENTE. *Highway capacity manual*, Special Report 209 de la Transportation Research Board, 3a ed., actualización de 1994, Washington, DC TRB, 1994), 109.

Tabla 3-5
 Datos de interés en la intersección del ejemplo

Longitud del vehículo medio (m)	4.50
Ancho de la vía preferente (m)	11.00
Ancho de la vía subordinada (m)	10.00
Distancias a recorrer en el mov. de frente (m)	
Para rebasar la primera corriente	17.00
Para rebasar la segunda corriente	20.00
Radio del arco circular del mov. a der. (m)	10.70
Radio del arco circular del mov. a izq. (m)	13.70
Velocidad media en vía preferente (km/h)	45.00
Velocidad media en vía subordinada (km/h)	25.00

Tabla 3-6
Valores supuestos en el ejemplo

Holguras medias para cruzar	
Con el vehículo que viene (s)	3.0
Con el vehículo que pasó (s)	1.1
Holguras medias para confluir	
Con el vehículo que viene (s)	1.3
Con el vehículo que pasó (s)	1.1
Coefficiente de rozamiento lateral*	0.4
Aceleración (m/s ²)*	3.0
Deceleración (m/s)	3.0

*Valores que hemos medido en el terreno

Si el vehículo para, se supuso que procede con movimiento uniformemente acelerado, con una aceleración de 3.0 m/s², aceptando una brecha integral, pero limitando su velocidad a lo que permita la fuerza centrífuga en curva

También se supuso que el conductor medio que termine su giro en la vía preferente va acelerando, mientras que el vehículo que venga detrás de él por esa vía a la velocidad imperante en ella va

decelerando, hasta que sus velocidades se igualen en los puntos D e I respectivamente. Sus velocidades se aproximan a una tasa igual a la suma de la aceleración de uno y la deceleración del otro.

Hay que aclarar que cuando un movimiento interesa dos corrientes vehiculares, lo normal es que el conductor acepte simultáneamente una brecha en cada corriente, pues no debe esperar con el vehículo atravesado en medio de la calzada principal. También el movimiento lo suele realizar aceptando una brecha integral y una restante o dos restantes, pues son raros los casos en que los vehículos de dos corrientes de sentido opuesto lleguen simultáneamente a los puntos de conflicto.

Los resultados del modelo conceptual que se ha esbozado aparecen en la Tabla 3-6 así como las medias e intervalos de confianza al nivel de 95 por ciento de los valores correspondientes

Tabla 3-7
Brechas críticas estimadas por el modelo conceptual y sus valores equivalentes observados en el terreno

Movimiento	Brecha estimada (s)	Brecha media a media de confianza 95%
↑ sin parar		
1a corriente	5.4	5.1 < 5.7
2a corriente	5.9	
↑ con parada		
1a corriente	7.4	5.3 < 9.6
2a corriente	7.3	
→ sin parar	5.6	5.3 < 5.9
→ con parada	7.8	
← sin parar		
1a corriente	6.3	4.5 < 8.1
2a corriente	5.5	
← con parada		
1a corriente	8.6	4.5 < 12.7
2a corriente	7.3	

* Al nivel de confianza de 95%

Se puede observar que los valores de las brechas críticas estimadas por el modelo conceptual que se presentó generalmente caen dentro de los intervalos de confianza de los valores equivalentes observados en el terreno. Eso, sin embargo, no es mucho decir porque los intervalos son muy amplios debido a que proceden de muestras diminutas

Es importante aclarar que los valores de brechas críticas estimados del ejemplo anterior (correspondientes a corrientes solo de automóviles) son valores posibles, y no precisamente típicos, pues el modelo conceptual que se usó simplifica bastante la realidad y depende mucho de los valores de las holguras que aparte de ser imprecisos, se observaron en

cierto lugar y en cierta época ya lejana. Algo así se puede decir de la información tomada el terreno y aun de los valores de la Tabla 3-4.

Separación

La *separación* o *divergencia* es el proceso opuesto a la confluencia, o sea, el desdoblamiento de una corriente vehicular en corrientes independientes. Es una maniobra mucho más sencilla que la confluencia y muchas veces la precede. En los ejemplos anteriores, los vehículos que giran, antes de efectuar la convergencia con la corriente de la vía preferente, se *separan* de la corriente subordinada.

En los casos mencionados los vehículos que abandonan la corriente subordinada puede causar demoras a los que van detrás de ellos, pero estas demoras no suelen ser mucho mayores de las que causan los vehículos que siguen en la misma corriente. En cambio, los vehículos que se separan de la corriente preferente para girar a la izquierda e incorporarse a la corriente subordinada sí pueden causar demoras considerables a la corriente preferente pues disminuyen su velocidad y muchas veces esperan parados a que ocurra una brecha aceptable para girar.

En general, cuando los vehículos que se separan de una corriente vehicular no disminuyen su velocidad para hacerlo, no causan demora alguna, pero si la separación requiere una reducción brusca de la velocidad (como la que exige un ramal de salida de autopista con una curva cerrada y próxima) no solamente causa demoras en la corriente original sino que también puede provocar accidentes. En esos casos se impone la adición de un carril donde los vehículos que abandonan la corriente puedan reducir paulatinamente su velocidad antes de que sea forzoso circular a velocidades muy bajas o detenerse.

Entrecruce

El *entrecruce* llamado también *entrecruzamiento*, *trenzado*, o *mezclamiento*, ocurre cuando dos corrientes vehiculares, que van en el mismo sentido, confluyen, siguen combinadas por cierto tiempo y luego se separan. Al ocurrir esta confluencia y separación, cierto número de vehículos pasan de la corriente de la izquierda a la derecha y viceversa, mediante cambios de carril, cruzando mutuamente sus trayectorias por lo que se llama entrecruces a esas maniobras. El trecho de la vía donde tienen lugar los entrecruces se llama *tramo de entrecruce*. En la Figura 3-12 se muestra uno de estos tramos. Estos tramos pueden existir en cualquier tipo de vías: autopistas y autovías, carreteras de dos carriles, avenidas urbanas, girometas convencionales etc pero son más frecuentes en autopistas y allí es donde tienen mayor importancia.

En el tramo de entrecruce de la Figura 3-12 se pueden distinguir cuatro corrientes: A y B que confluyen en el tramo, y C y D que se

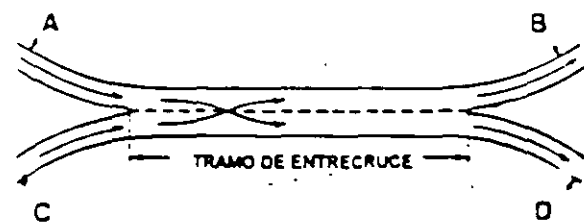


Figura 3-12 Tramo de entrecruce elemental típico

separan al salir del mismo. Los vehículos que se entrecruzan son los que van de A a D y de C a B, y para poder dirigirse a sus destinos deberán cambiar de carril. Habrá, por lo tanto, cambios de carril contrarios, que no sólo pueden entrar en conflicto, sino que también afectan los vehículos que no necesitan cambiar. Como todos los cambios de carril deben hacerse en el tramo de entrecruce, no es raro que algunos vehículos disminuyan su velocidad y aun se detengan para no perder la oportunidad de cambiar. Todo esto puede causar bastante turbulencia que se traduce en inseguridad y demoras.

La seguridad y eficiencia de un tramo de entrecruce depende en gran parte de los factores siguientes:

1. *Diferencia entre las velocidades de las corrientes que confluyen.* Mientras menor sea esta diferencia, menor será la brecha mínima aceptable para cambiar de carril y más frecuente la ocurrencia de brechas aceptables.
2. *Longitud del tramo de entrecruce.* Mientras más largos sean los tramos, mayor libertad tendrán los vehículos para maniobrar lo que permitirá que mayor número de vehículos puedan entrecruzarse a mayor velocidad.
3. *Número apropiado de carriles en el tramo.* Por ejemplo, si en el tramo de la Figura 6-12 hubiera sólo dos carriles, habría más turbulencia que si hubiese cuatro, pues en este último caso la interacción vehicular no sería tan intensa. Por otra parte, un aumento en el número de carriles obligaría a efectuar más cambios de carril a los vehículos que se entrecruzan lo que complicaría más las maniobras y sus efectos.

Volumen de vehículos que intervienen. Si los demás factores son constantes, a mayor volumen (especialmente de vehículos que entrecruzan) habrá mayor interacción vehicular y por ende mayor turbulencia.

5. *Configuración del tramo de entrecruce.* -Esto es, la posición relativa de carriles de entrada y salida del tramo, lo que influye en la cantidad de cambios de carril que ocurren y por lo tanto en la interacción vehicular.

El fenómeno del entrecruce es complejo, y su definición analítica no es ni fácil ni precisa. Hay varios modelos que tratan de representarlo.

ADELANTO

Llamamos *adelanto* a la maniobra mediante la cual un vehículo se sitúa delante de otros que lo precedían en el mismo carril. También se denomina *adelantamiento*, *sobrepaso* o *rebase*.

Adelanto en vías de un carril por sentido

Aquí el adelanto consiste generalmente en dos cambios de carril. Primero, el conductor del vehículo adelantante se aproxima al vehículo (o vehículos) que quiere adelantar (vehículos

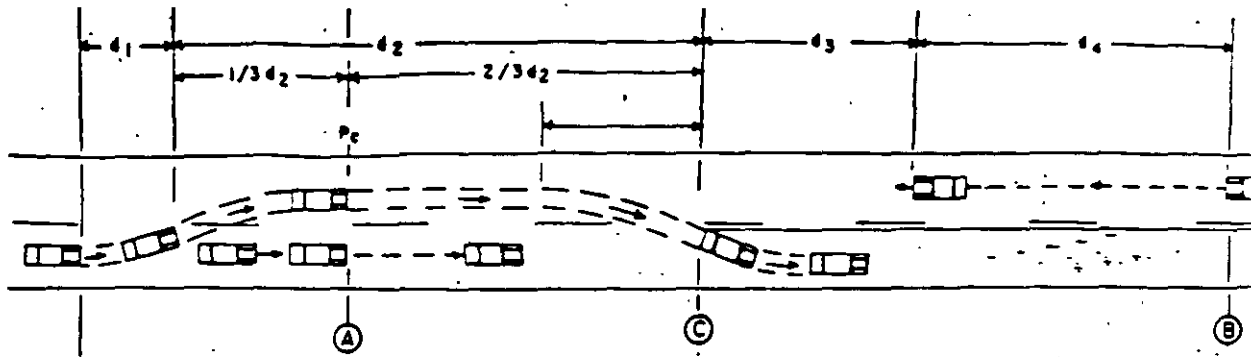


Figura 3-13 Esquema básico de la maniobra de adelantamiento según la AASHTO en una vía de dos carriles y dos sentidos

adelantados), se cerciora de que no venga un tercer vehículo en sentido contrario (*vehículo opuesto*) en una distancia que considera "prudencial", pasa al carril izquierdo, sobrepasa a otro vehículo (o vehículos) y luego regresa al carril derecho.

Se pueden distinguir dos tipos básicos de adelantamientos: (1) *sin seguimiento*, cuando el vehículo adelantante cambia de carril antes de aproximarse al adelantado y lo sobrepasa sin disminuir apenas su velocidad y, (2) *con seguimiento*, si el vehículo adelantante sigue al que va a adelantar durante cierto tiempo y luego lo rebasa. En el segundo tipo, el vehículo adelantante posterga el adelantamiento hasta que perciba una distancia libre suficientemente larga para realizar la maniobra al nivel de riesgo deseado. En uno y otro tipo el regreso al carril derecho puede ser *voluntario* cuando no hay premura por regresar; *forzado* si la hay; y *conflictivo* si obliga al vehículo opuesto a frenar, salirse de la calzada o chocar.

Esta maniobra, en su forma más elemental, está indicada gráficamente en la Figura 3-12 para adelantamientos con seguimiento, siguiendo el esquema fundamental elaborado por la American Association of State and Transportation Officials* (AASHTO).

La Figura 3-13 representa realmente la *distancia visible para adelantamiento*, que constituye un elemento de diseño importante y que se compone de los siguientes segmentos:

d_1 = Distancia recomendada mientras el conductor decide si va a adelantar o no y el vehículo adelantante se asoma al carril izquierdo. Muchas veces esto ocurre en el momento en que pasa un vehículo por el carril izquierdo en sentido contrario.

d_2 = Segmento recomendado mientras el vehículo adelantante está en el carril izquierdo. La AASHTO considera que es necesario un tercio de este segmento para que el vehículo adelantante pueda aparearse con el adelantado. Se supone que la velocidad del vehículo adelantante es 15 km/h mayor que la del adelantado.

*Ibid., 130.

Tabla 3-8
Distancias visibles recomendadas por la AASHTO para adelantar

Velocidad de diseño (km/h)	Distancia visible (m)
30	217
40	285
50	345
60	407
70	482
80	541
90	605
100	670
110	728
120	792

FUENTE: American Association of Highways and Transportation Officials, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* (Washington, DC: AASHTO), 1994, 130.

distancia como $2 \times d_2/3$ y supone que los vehículos adelantante y opuesto van a la misma velocidad.

Al ingeniero de tránsito le interesa conocer las distancias visibles establecidas para adelantar a fin de determinar en qué tramos de vía se puede sobrepasar (prudentemente) o no. La Tabla 3-8 presenta estas distancias recomendadas por la AASHTO, que son muy conservadoras, pues se emplean para diseños que requieren un factor de seguridad.

Brechas mínimas aceptables para adelantar

El conocimiento de estas brechas es importante para el ingeniero de tránsito, pues ayuda a estimar cuántos adelantamientos se pueden realizar en un tramo de vía, si conoce la probabilidad de ocurrencia de brechas de al menos ese tamaño. El comentario vehicular opuesto al sentido que se considera. El conductor, en cambio, se fija en la distancia para adelantar, es decir, la que dispone para realizar la maniobra. Esa distancia suele comprender cierta holgura entre el fin del adelantamiento y el encuentro con el vehículo opuesto real o esperado. Empezaremos por determinar en forma conceptual los valores de las distintas variables de adelantamiento, para luego compararlos con valores procedentes de otras fuentes y observados en el terreno.

Definimos la brecha de adelantamiento, en general, a la que existe entre el vehículo adelantante y el vehículo opuesto en el momento en que el conductor del primer vehículo decide adelantarlo. Esta brecha puede considerarse íntegra si el momento de decisión es cuando pasa el vehículo en sentido contrario por el camino izquierdo, y restante si ya ha pasado. Se trata de una brecha muy peculiar entre vehículos que van el uno hacia el otro y que se va cerrando solo por uno de sus extremos sino por los dos. Se mide por el lapso que transcurre entre el momento en que un conductor inicia la maniobra de adelantamiento hasta el instante en que el vehículo opuesto pasa por el punto en donde estaba el vehículo adelantante al inicio del adelantamiento. Este lapso es lo que tarda el vehículo opuesto en recorrer la distancia $d = d_1 + d_2 + d_3$, pero la diferencia de lo supuesto por la AASHTO para distancias $d_1 + d_2$ consideramos que el segmento d_3 es el trecho recomendado por el vehículo opuesto desde el

d_3 = Distancia entre el vehículo adelantante, al fin de su maniobra y el vehículo opuesto, espacio de holgura.

d_4 = Segmento recorrido por el vehículo opuesto para encontrarse con el adelantante. Este recorrido puede ser desde que el vehículo adelantante inició la maniobra de adelanto, pero teniendo en cuenta que el conductor de ese vehículo se puede arrepentir de adelantarse en cualquier momento hasta aparearse con el vehículo adelantado, la AASHTO toma esa

del adelanto hasta que los dos vehículos se cruzan. La distancia d es, por tanto, separación entre los vehículos adelantante y opuesto en el momento en que se inicia el adelanto. La llamaremos *separación inicial*.

Consideramos que el momento en que el conductor decide adelantar es (1) en adelantos sin seguimiento, cuando el conductor se dispone a cambiar de carril; y (2) en adelantos con seguimiento, cuando el frente del vehículo adelantante se pone a la par, en el carril izquierdo con la parte trasera del adelantado, pues estimamos que el conductor tomó la decisión de intentar el adelanto y cambió de carril con antelación. En este caso la distancia d , es cero.

Si denominamos t_1 , t_2 , t_3 y t_4 respectivamente a los tiempos de recorrido de los segmentos d_1 , d_2 , d_3 y d_4 , y T al tiempo para adelantar, de acuerdo con las definiciones anteriores, es evidente que:

$$T = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 \quad 3.15$$

Por otra parte, la separación inicial ($d = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$) entre los vehículos adelantante y opuesto, tiene que ser igual a la suma de las distancias recorridas por los dos vehículos desde el inicio del adelanto hasta que se cruzan. También es cierto que en el momento de cruce el tiempo de recorrido de ambos vehículos desde el comienzo de la maniobra de adelanto, tiene que ser igual. Si llamamos V_a , V_o y V_b respectivamente a las velocidades de los vehículos adelantante, adelantado y opuesto (que suponemos constante), y B a la brecha, tenemos por cinemática:

$$d = BV_b = TV_a - TV_o \quad 3.16$$

$$B = \frac{T(V_a - V_o)}{V_b} = \frac{(t_1 + t_2 + t_3)(V_a + V_o)}{V_b} \quad 3.17$$

- donde: d = separación inicial entre vehículo adelantante y opuesto (m)
 B = brecha de adelanto (s)
 V_a = velocidad del vehículo adelantante (m/s)
 V_o = velocidad del vehículo opuesto (m/s)
 T = tiempo para adelantar (s)
 t_i = ($i = 1, 2, 3$) tiempos parciales de recorrido, que se definen más adelante (s)

Si la brecha de adelanto, B , es la mínima (holguras mínimas), el tiempo para adelantar, T , será el mínimo y la distancia necesaria para adelantar, que llamaremos d_a , será igual a la diferencia entre la separación entre vehículos opuestos que se mencionó, d , y la distancia recorrida por el vehículo opuesto desde el comienzo del adelanto hasta el momento de encuentro. El

$$d_a = V_o(B - T)$$

6

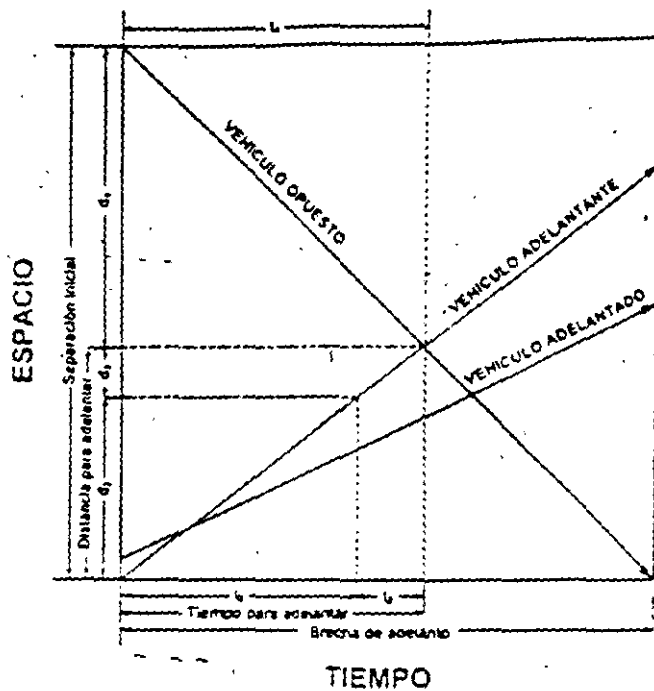


Figura 3-14 Diagrama tiempo-espacio de las trayectorias de los frentes de los vehículos adelantante, adelantado y opuesto, donde el adelantamiento es sin seguimiento y los vehículos van a velocidades constantes. Aquí $d_1 = 0$ y $b_1 = 0$

Las variables anteriores se presentan gráficamente en la Figura 3-14, en un caso simplificado.

Adelanto sin seguimiento

Se supone que el vehículo adelantante avanza con una velocidad uniforme V_a mayor que la del adelantado V_p . (La AASHTO⁵ considera que el vehículo adelantante se desplaza a una velocidad media superior en 15 km/h a la del vehículo adelantado cuando va por el carril izquierdo). Entendemos que el adelantamiento comienza cuando la parte delantera del vehículo adelantante (que va por el carril izquierdo) se pone a la par con la trasera del vehículo adelantado, por lo que el tiempo t_1 es cero. El vehículo adelantante va sobrepasando al adelantado con una velocidad relativa igual a la diferencia entre sus velocidades, se aparea con el y continúa su avance hasta que su extremo trasero guarda cierta distancia con el extremo delantero de ese vehículo. Esa holgura en distancia o separación b_2 que depende del criterio del conductor

que adelanta y que puede convertirse en holgura en tiempo o brecha b_2 dividiéndola por la diferencia entre las velocidades. Después, el vehículo adelantante cambia al carril derecho, pero ha salido del carril izquierdo como a la mitad del tiempo t_2 que dura esa maniobra. Por falta de mejor información suponemos que $t_2/2 = 2.0$ segundos cuando el regreso al carril derecho es voluntario y $t_2/2 = 1.4$ segundos cuando es forzado (Vease la página 3-27). El tiempo que media entre el final del adelantamiento y el encuentro con el vehículo opuesto es una holgura en tiempo t_3 , que corresponde a la holgura en distancia b_3 . Llamando l_a a la longitud del vehículo adelantante y l_p a la del adelantado, los elementos del tiempo necesario para adelantar son los siguientes:

$$L = 0$$

$$t_2 = \frac{l_a + l_p}{V_a - V_p} - \frac{t_2}{2} \quad \text{o} \quad \frac{l_a + l_p}{V_a - V_p} + \frac{t_2}{2} + b_2$$

$$t_3 = \frac{b_3}{V_a - V_p}$$

Adelanto con seguimiento

En este caso el conductor del vehículo adelantante espera una oportunidad para adelantar, va siguiendo al vehículo adelantado a su misma velocidad, V_p , y guardando con él una brecha b_1 . Se supone que en cierto momento el conductor del vehículo adelantante decide adelantar, reacciona, comienza a acelerar y se asoma al carril derecho. Todo eso ocurre durante el tiempo t_1 . Puede arrepentirse entonces de adelantar, pero si no lo hace, acelera con una tasa de aceleración a (que suponemos constante aunque no lo sea) hasta alcanzar su velocidad de adelanto, V_a , superior a la del vehículo adelantado V_p . De ahí en adelante la maniobra de adelanto es similar al caso en que no hay seguimiento. El tiempo t_2 incrementa en este caso por la mitad de lo que tardó el vehículo adelantante en alcanzar su velocidad de adelanto, V_a . Definimos los elementos de tiempo correspondientes como sigue

$$t_1 = \frac{d_1}{V_p} \quad 3$$

$$t_2 = \frac{l_a - l_p - h_2}{V_a - V_p} + \frac{V_a - V_p}{2a} + \frac{t_c}{2} \quad \text{ó} \quad 3$$

$$t_2 = \frac{l_a - l_p}{V_a - V_p} - \frac{V_a - V_p}{2a} + \frac{t_c}{2} + b_2$$

$$t_3 = \frac{d_3}{V_a - V_p} \quad 3$$

En las Ecuaciones de 3.19 a 3.24, los símbolos tienen el significado siguiente

t_i = ($i = 1, 2, 3$) tiempos de recorrido de segmentos d_i de la Figura 6-12 (s)

V_a = Velocidad del vehículo adelantante (m/s)

V_p = Velocidad del vehículo adelantado (m/s)

V_o = Velocidad del vehículo opuesto (m/s)

l_a = Longitud del vehículo adelantante (m)

l_p = Longitud del vehículo adelantado (m)

h_2 = Holgura en distancia o separación que deja el vehículo adelantante con el adelantado después de adelantar (m)

b_2 = Holgura temporal o brecha que corresponde a la distancia h_2 (s)

t_c = Tiempo para cambiar de carril (s)

d_1 = Segmento que recorre el vehículo adelantante al inicio del adelanto (m)

d_3 = Distancia entre el vehículo adelantante al fin de su maniobra, y el vehículo opuesto que corresponde a la holgura en tiempo t_3 (m)

a = Aceleración del vehículo adelantante (m/s^2)

También pueden estimarse las brechas de más de un vehículo modificando las Ecuaciones 3.20 ó 3.23 a fin de añadir, al largo del vehículo adelantado, el de otros vehículos adelantados

y la separación entre ellos que se puede estimar en metros multiplicando 1.5 segundos por la velocidad de los vehículos en metros por segundo.

La brecha que estima la Ecuación 3.17 (con ayuda de las otras) es para cada circunstancia. La estimación de la *brecha de adelanto mínima* requiere el conocimiento de la *holgura mínima* que desea guardar el conductor del vehículo adelantante con respecto a la llegada percibida del vehículo opuesto (suponiendo constantes las otras holguras para no complicar demasiado la lógica), lo que depende del nivel de riesgo que quiera correr. Si no le importan los regresos conflictivos al carril derecho, su holgura mínima puede ser negativa.

En el caso que no se perciba ningún vehículo opuesto, el conductor del vehículo adelantante debe juzgar si el trecho de vía visible le permite completar el adelanto aun cuando aparezca inmediatamente un vehículo opuesto, o si quiere correr el riesgo de realizar un regreso conflictivo si no se lo permite. Desde luego que mientras más alto sea el nivel de riesgo aceptable más bajo será el nivel de seguridad vial.

Es mucho más difícil apreciar las brechas de adelanto que las de cruce pues estas últimas están determinadas por vehículos mucho más alejados. El conductor que quiere adelantar basa principalmente su decisión en cierta percepción de la distancia a que se encuentra el vehículo opuesto cuyo valor es el producto de la brecha de adelanto por la velocidad de ese vehículo. Sin embargo, no hay dudas de que el conductor estima mentalmente el tiempo que tiene para adelantar, (que no es la brecha, sino el tiempo de adelanto) conociendo la velocidad del vehículo que va a adelantar y agregando a la percepción de la distancia al vehículo opuesto una vaga idea sobre la velocidad a que se acerca. Cuando no se percibe ningún vehículo opuesto en el trecho de vía que se ve, el conductor tendrá que adivinar su velocidad y momento de aparición, si esto le preocupa, o guiarse por las marcas del pavimento si las hay.

Tabla 3-9
Datos de interés en el ejemplo de adelanto en carreteras de dos carriles

Velocidad del vehículo adelantante V_a (km/h)	90.0
Velocidad del vehículo adelantado V_p (km/h)	75.0
Velocidad del vehículo opuesto V_o (km/h)	100.0
Longitud de los vehículos l (m)	4.5
Holgura después de adelantar $h_2 = l$ (m)	4.5
Tiempo de recorrido inicial con seguimiento t_1 (s)	3.0
Tiempo para cambiar de carril t_c (s)	3.9
Holgura en tiempo con el vehículo opuesto h_1 (s)	3.0
Aceleración del vehículo adelantante a (m/s ²)	0.9

➤ EJEMPLO: Se desea estimar la brecha, la separación inicial, la distancia y el tiempo mínimo de adelanto utilizando los datos que aparecen en la Tabla 3-9 y suponiendo un regreso voluntario al carril derecho. Obsérvese que algunos datos se conocen en unidades de tiempo y otros en unidades de distancia.

Adelanto sin seguimiento

Convirtiendo las velocidades a metros por segundo tenemos: $V_a = 25.0$, $V_p = 20.9$ y $V_o = 27.8$. Aplicando las Ecuaciones 3.19 - 3.20 (primera), la definición de t_1 y las Ecuaciones 3.16 y 3.17 se obtienen los siguientes valores

$$t_1 = 0$$

$$t_2 = (4.5+4.5+4.5) / 4.17 + 3.8/2 = 5.1 \text{ s}$$

$$t_3 = 3.0 \text{ s}$$

Tiempo para adelantar:

$$T = 5.1 + 3.0 = 8.1 \text{ s}$$

Brecha de adelanto:

$$B = 8.1 \times (25.0 + 27.8) / 27.8 = 15.4 \text{ s}$$

Distancia para adelantar:

$$d_a = 27.8 \times (15.4 - 8.1) = 203 \text{ m}$$

Separación inicial:

$$d = 15.4 \times 27.8 = 428 \text{ m}$$

Adelanto con seguimiento

Utilizando los valores definidos para t_1 , t_3 y t_c , y las Ecuaciones 3.23 (primera) y 3.24 resulta lo siguiente:

$$t_1 = 3.0$$

$$t_2 = (4.5+4.5+4.5) / 4.17 + (25.0-20.8)/(2 \times 0.8) + 3.8/2 = 7.8 \text{ s}$$

$$t_3 = 3.0 \text{ s}$$

Tiempo para adelantar:

$$T = 3.0 + 7.8 + 3.0 = 13.8 \text{ s}$$

Brecha de adelanto:

$$B = 13.8 \times (25.0 + 27.8) / 27.8 = 26.2 \text{ s}$$

Distancia para adelantar:

$$d_a = 27.8 \times (26.2 - 13.8) = 345 \text{ m}$$

Separación inicial:

$$d = B \times V_0 = 26.2 \times 27.8 = 728 \text{ m}$$

Si el regreso al camil derecho es forzado, suponemos que la aceleración $a = 1.0 \text{ m/s}^2$ y el tiempo para el cambio de camil, $t_c = 2.8 \text{ s}$

Aplicando las mismas ecuaciones y definiciones a distintos valores de las variables independientes se obtuvieron los resultados mostrados en la Tabla 3-10.

Después del encabezado de la tabla las dos primeras filas (sombreadas) contienen valores del ejemplo que se ha desarrollado y que se tomarán como base de comparación con los valores que aparecen en los otros pares de filas.

Comparando estas dos primeras filas entre sí, se puede apreciar lo que se pierde cuando se sigue al vehículo que se va a adelantar. El tiempo de adelanto será mayor así como la brecha mínima aceptable y la distancia de adelanto será más larga. Se gana, sin embargo, en seguridad porque se puede apreciar mejor lo que está aconteciendo.

Tabla 3-10
Resultados de aplicar las Ecuaciones de 6.14 a 6.22 a
distintos valores de variables independientes

$V_0 = 90 \text{ km/h}$ $l_0 = 4.5 \text{ m}$ $h_2 = 4.5 \text{ m}$ $t_1 = 3.5 \text{ s}$ $t_3 = 3.0 \text{ s}$ $a = 0.8 \text{ (rv) ó } 1.0 \text{ (rf) m/s}^2$ $t_c = 3.8 \text{ (rv) ó } 2.8 \text{ (rf) s}$									
T	Se	Reg	l_0	V_0	V_0	T	B	c_0	
	g		m	km/h	km/h	s	s	m	
1	no	vol	4.5	75	100	8.1	15.4	203	
2	si	vol	4.5	75	100	13.8	26.2	345	
3	no	vol	4.5	75	75	8.1	17.9	203	
4	si	vol	4.5	75	75	13.8	30.2	345	
5	no	for	4.5	75	100	7.5	14.3	188	
6	si	for	4.5	75	100	12.6	24.0	315	
7	no	vol	25.0	75	100	13.1	24.8	327	
8	si	vol	25.0	75	100	18.7	35.5	467	
9	no	vol	6.0	60	100	5.7	12.7	158	
10	si	vol	6.0	60	100	14.9	29.3	373	

Las filas 3 y 4 muestran que cuando el vehículo opuesto viene a menor velocidad o cambian ni el tiempo la distancia para adelantar, como es de esperar, pero aumenta la brecha mínima aceptable, lo que parece absurdo. La razón de esa aparente sinrazón es la siguiente: la brecha, como se sabe, es el tiempo que tarda en recorrer el vehículo opuesto la distancia entre el punto donde estaba cuando se inició el adelanto hasta el punto donde que tuvo lugar ese inicio. El tiempo que demora ese

vehículo en encontrarse con el vehículo adelantante no cambia; es el tiempo de adelanto, como indica la Ecuación 3.15, que es *independiente* de la velocidad del vehículo opuesto. Pero si ese vehículo va más despacio tardará más en ir del punto de encuentro al punto donde se inició el adelanto, lo que hace aumentar la brecha.

Cuando el regreso al carril derecho del vehículo adelantante es forzado, se supone que el conductor de ese vehículo cambie más rápidamente de carril e imprima mayor aceleración a su vehículo (si ha seguido al adelantado). Los valores de las variables correspondientes a ese caso se muestran en las columnas 5 y 6. Como puede apreciarse, se necesitan ahora *menores* tiempo y distancia para adelantar, y la brecha mínima es más corta.

En el caso de las filas 7 y 8, el vehículo adelantado en vez de un automóvil es un camión combinado nuevo que desarrolla igual velocidad que el automóvil de los casos anteriores, pero es mucho más largo. Hay que recorrer mayor distancia para adelantarlo y tanto el tiempo para adelantar, la brecha mínima aceptable y la distancia para adelantar son mucho más largas.

Por último, en las filas 9 y 10 el vehículo adelantado es un camión pequeño y viejo que va a menor velocidad que el automóvil de las filas 1 y 2, pero es un poco más largo. Cuando el adelanto es sin seguimiento este se efectúa con mayor rapidez porque la menor velocidad del vehículo compensa con creces su mayor longitud. La distancia para adelantar y la brecha mínima son más cortas. En cambio, si el adelanto es con seguimiento, la velocidad del vehículo adelantante se reduce mucho inicialmente y el sobrepaso demora más con el consiguiente aumento el tiempo y distancia para adelantar, y en la brecha mínima.

Valores observados en el terreno

El ejemplo anterior es ficticio y fue basado en un modelo conceptual para ilustrar el mecanismo del adelanto en carreteras de dos carriles. Sus resultados son posibles pero no

necesariamente típicos. No obstante, es difícil determinar cuáles son los valores típicos de las distancias y tiempos empleados para adelantar, basándose en observaciones en el terreno por las siguientes razones:

1. Estos valores fluctúan ampliamente pues hay muchas variables que los afectan.
2. Existe disparidad entre los criterios de los observadores respecto a la inclusión de reacciones del conductor y holguras en los tiempos y distancias para adelantar.
3. Para determinar promedios de las distancias y tiempos mínimos para adelantar (que es lo que más interesa al ingeniero de tránsito) hay que conocer no solamente las separaciones y brechas aceptadas para adelantar sino también las rechazadas, a fin de estimar cuáles son los valores críticos que tienen la misma probabilidad de ser aceptados que de ser rechazados. Hay muchos estudios que proporcionan información únicamente sobre valores aceptados.

La Tabla 3-11 está basada en componentes espaciales y temporales de maniobras de adelanto aceptados por la 'American Association of State and Transportation Studies', convertidos de valores de diseño a valores de análisis de circulación teniendo en cuenta observaciones realizadas por Weaver y Woods. Aun así, los valores parecen conservadores.

Tabla 3-11
Distancias y tiempos empleados en adelantar en carreteras de dos carriles
Adelantos con seguimiento y regreso voluntario

	Velocidades del vehículo adelante y el opuesto (km/h)						
	50	60	70	80	90	100	110
Maniobra inicial d_1 = distancia recorrida (m) t_1 = tiempo invertido (s)	30	45	55	70	80	90	105
Ocupación del carril izquierdo d_2 = distancia recorrida (m) t_2 = tiempo invertido (s)	105	135	165	200	230	250	290
Holgura d_3 = distancia recorrida (m) t_3 = tiempo invertido (s)	15	30	45	60	70	80	85
Vehículo opuesto d_4 = distancia recorrida (m) t_4 = tiempo invertido (s)	135	190	225	270	315	355	395
Totales $d = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$ $t = t_1 + t_2 + t_3 + t_4$	285	390	490	600	695	785	975
	23.0	24.5	26.0	27.5	29.0	30.5	32.0

FUENTES: American Association of Highways and Transportation Officials, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets (Washington, DC: AASHTO, 1994), 131 y Graeme D. Weaver y Donald L. Woods, Pauses and no-passing zones signs, markings and warrants. Texas Transportation Institute. Informe FHWA-RC-78-101 preparado para la "Federal Highway Administration" (Springfield, Virginia: National Technical Information Service, 1978).

Tabla 3-12
Longitud y duración de maniobras de adelanto
Automóviles solamente

Tipo de adelanto	Vel. del vehículo adelantado o (km/h)	Longitud del adelanto - d_2 (m)	Duración del adelanto - t_2 (s)
Sin seguimiento regreso voluntario	60	140	5.5
	75	170	6.1
	100	190	5.7
Con seguimiento regreso voluntario	60	150	6.8
	75	190	7.4
	100	250	7.7
Sin seguimiento regreso forzado	60	90	3.8
	75	120	5.9
	100	-	-
Con seguimiento regreso forzado	60	100	4.7
	75	130	4.8
	100	170	5.5

FUENTE: G.M. Van Veikenburg y H.L. Michael. "Criteria for no-passing zones". *Highway Research Record No. 366 Traffic control and driver information* (Washington, D.C.: Transportation Research Board 1971), 8.

Se ha considerado también que la distancia d_2 es la separación inicial entre los vehículos adelantante y este. Corresponden a adelanto con seguimiento entre automóviles, con regreso voluntario al carril derecho e iguales velocidades de los vehículos respectivamente con separación inicial y brecha mínima medias.

La Tabla 3-12 muestra el resultado de observaciones en el terreno de distancias recorridas y tiempos invertidos por vehículos adelantantes mientras ocupan en carril izquierdo en la maniobra de adelanto, para distintos tipos de adelanto y velocidades. Lo medido es cercano a nuestras definiciones de distancia d_2 y tiempo t_2 y también de las correspondientes que aparecen en la Tabla 3-11.

McLean⁶, después de haber examinado datos tomados en el terreno desde los años treinta hasta final de los ochenta, ha llegado a la conclusión que la maniobra de adelanto en carreteras de dos carriles sigue tardando alrededor de 10 segundos, lo que correspondería a brechas de unos 20 segundos, y reconoce que las distancias y tiempos medios que se publican son mayores que los mínimos posibles. En efecto, en Colombia hemos observado a aceptación de brechas de menos de 10 segundos, con regreso conflictivo al carril derecho.

Entre los datos examinados por McLean se encontraron también los relacionados con las limitaciones al adelanto que impone la distancia de vía visible, aun cuando no se perciba ningún vehículo opuesto. Esta limitación fue de un 40 al 60 por ciento de la que produjo una distancia igual a un vehículo opuesto lo que indica sin duda que la presencia real de un vehículo que se acerca impresionó más al conductor que la sospecha de que pueda venir.

Adelanto en vías de más de un carril por sentido

Igual que en el caso anterior, los adelantados requieren dos cambios de carril, pero aquí los sentidos de circulación son independientes y el vehículo adelantante no tiene que invadir un carril destinado al tránsito en sentido opuesto al suyo. Por lo tanto, después de haber efectuado el primer cambio de carril el conductor de ese vehículo no tiene premura en regresar al carril por donde iba a menos que así lo requiera el destino de su viaje. Naturalmente, el conductor del vehículo adelantante quiere ir a mayor velocidad de lo que se desplaza el vehículo que va delante de él, pero no efectuara el primer cambio de carril si no cree que va a estar libre o va a seguir a un vehículo más rápido. Si los vehículos en todos los

⁶McLean, Two-lane highway traffic operations, (19) (1971)

carreles van a la misma velocidad (como sucede a veces con gran indignación de los que tienen prisa) no es posible adelantar.

Los adelantos pueden ser *sin seguimiento* o *con seguimiento*. En los del primer tipo, el conductor del vehículo adelantante toma la decisión de adelantar y encuentra una brecha adecuada (íntegra o restante) para cambiar de carril antes de aproximarse al vehículo adelantado, por lo que su velocidad no se reduce mucho. En los del segundo tipo no se cumplen las dos condiciones anteriores y el vehículo adelantante adopta aproximadamente la velocidad del adelantado, que es más baja, hasta que encuentre una brecha (casi siempre íntegra) que le permita cambiar de carril.

Tanto en un tipo de adelanto como en el otro, el primer cambio de carril puede ser *voluntario* (sin premura) o *forzado* (con ella). Este cambio de carril suele ser el crítico, pues después de haber rebasado el vehículo adelantado, generalmente el conductor del adelantante puede regresar al carril primitivo sin ninguna dificultad.

A fin de cambiar de carril, debe haber una brecha (íntegra o restante) en el carril adyacente igual o mayor que la brecha mínima aceptable para ello por el conductor. La Figura 6-15 presenta un esquema básico de esta maniobra en que la distancia afectada por ella está dividida en los siguientes segmentos:

d_1 = Separación entre el vehículo adelantante y el que viene por el carril adyacente, que cierra la posible brecha de adelantamiento, en el momento en que el conductor del primer vehículo decide adelantar, en B de la Figura 3-15. Al segundo vehículo lo llamaremos *vehículo trasero*.

Para no complicar el esquema el caso representado es cuando se utiliza una brecha restante para adelantar. Si se empleara una brecha íntegra, el momento de decisión sería cuando la parte trasera del vehículo que abre la brecha (al que llamaremos *vehículo delantero*) se pusiese a una distancia aceptable de la delantera del vehículo adelantante en C.

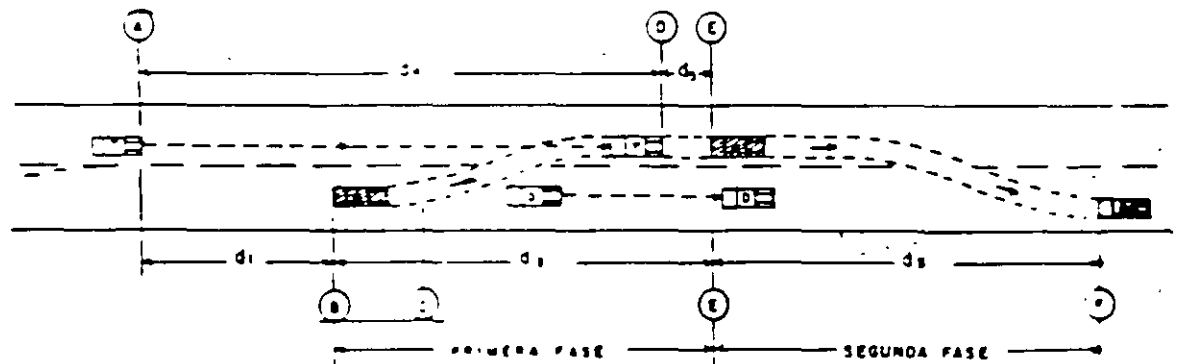


Figura 3-15 Esquema básico de la maniobra de adelantamiento en vías de más de dos carriles en un sentido

- d_2 = Distancia que emplea el vehículo adelantante para efectuar el primer cambio de camil, modificando o no su velocidad, para alcanzar una velocidad conveniente en el punto E de la Figura 3-15. Al llegar el vehículo adelantante a ese punto, habrá terminado la primera fase de la maniobra de adelanto, que suele ser la crítica.
- d_3 = Lo que avanza el vehículo adelantante para regresar al camil original (si regresa). Esta es la segunda fase de la maniobra de adelanto, que generalmente no es crítica.
- d_4 = Distancia recorrida por el vehículo trasero mientras el vehículo adelantante recorre la distancia d_2 .
- d_5 = Separación que queda entre el vehículo trasero y el vehículo adelantante al final de la primera fase del adelanto (que será pequeña si se ha obligado a decelerar mucho al vehículo trasero).

Brecha mínima para adelantar

Suponemos que el valor de la brecha mínima para adelantar es, en el momento de decisión, aproximadamente igual al paso del vehículo adelantante (tiempo que tarda en recorrer su propia longitud) más una holgura mínima con el vehículo delantero, cuando existe, y otra con el trasero. Estas holguras las establece el conductor del vehículo adelantante de acuerdo a su percepción de la situación y el riesgo que quiera correr.

Veamos por qué. La brecha se mide en un punto de la vía y (1) empieza cuando pasa por el la parte trasera del vehículo delantero (no representado en la Figura 3-15); (2) luego cuando el vehículo adelantante y su frente pasa por el punto después que transcurre la primera holgura; (3) al terminar otro lapso igual al paso llega al punto la parte trasera del vehículo adelantante; y (4) después de otra holgura pasa el frente del vehículo posterior. Si el vehículo delantero existe, la brecha (integral) es entre este y el vehículo trasero, y se mide en C. Si no existe el delantero tampoco existirá la primera holgura, la brecha (restante) tendrá el mismo valor que la brecha integral entre el vehículo adelantante y el trasero, y se medirá en B. En general

$$B = d_3 - P - d_1 \quad 3-25$$

- donde: B = brecha mínima de adelanto (s)
 d_1 = holgura temporal o brecha entre el vehículo delantero y el adelantante (s)
 P = paso del vehículo adelantante (s)
 d_3 = holgura temporal o brecha entre el vehículo trasero y el adelantante (s)

A altas velocidades, el paso del vehículo adelantante es insignificante:

En cualquier caso, en la Figura 3-15 el vehículo adelantante empieza la maniobra de adelanto cuando su parte trasera este en B. Si no hubiera vehículo delantero, la brecha (restante) correspondería a la separación d_1 ; si lo hubiese, la brecha (integral) sería la relativa a la separación A-C.

Adelanto sin seguimiento

El valor de la holgura con el vehículo delantero, b_d , es cero si éste no existe y una cantidad fija si existe. Por el contrario, la holgura con el vehículo trasero, b_t , depende de las relaciones entre las velocidades de los vehículos adelantante, delantero y trasero. Si los tres vehículos fueran prácticamente a la misma velocidad esa holgura sería una cantidad fija. Por el contrario, si el trasero va más rápidamente, la holgura fija debe incrementarse con una holgura adicional para que el vehículo adelantante pueda acelerar mientras cambia de carril, el trasero decelerar, a fin de que no haya conflictos. También, si el vehículo delantero va más despacio de lo que quiere ir el conductor del adelantante, éste se verá obligado a decelerar antes de iniciar el adelanto, para seguir aquél a su misma velocidad y agregar un tiempo adicional a su maniobra a fin de que el vehículo trasero pueda decelerar, si este viene a mayor velocidad.

Cuando el vehículo delantero no existe. Por otra parte, la longitud del vehículo adelantado no suele afectar la fase crítica del adelanto, como sucede en carreteras de dos carriles.

El vehículo adelantante deberá cambiar de carril dentro del tiempo que constituye la holgura temporal o brecha con el vehículo trasero. En circunstancias normales, el cambio de carril debe hacerse con tiempo suficiente para no exceder la velocidad de desplazamiento lateral que tolere el conductor o sus pasajeros. El tiempo mínimo para el cambio normal se puede estimar por la Ecuación 3.14, suponiendo que el desplazamiento lateral, D , es el 80 % del ancho del carril utilizado, y dando un valor tolerable a V_l (de 1.0 a 1.5 m/s).

Adelanto con seguimiento

En este caso casi siempre existe un vehículo delantero, la brecha utilizada es íntegra y el vehículo adelantante inicia su movimiento acelerado de adelanto partiendo de una velocidad próxima a la del vehículo adelantado. Por lo tanto, las diferencias más importantes con el caso en que no hay seguimiento son el tiempo y la distancia adicionales para acelerar de aproximadamente la velocidad del vehículo adelantado a las velocidades de comienzo de adelanto del caso anterior. También aquí habrá que ver si las brechas mínimas estimadas no exigen que se exceda la velocidad de desplazamiento lateral tolerable al cambiar de carril.

✓ EJEMPLO En una calzada de autopista, con dos carriles para el mismo sentido se desea estimar la brecha de adelanto mínima y distancia mínima que emplearía un vehículo adelantante para efectuar el primer cambio de carril de su maniobra. Los datos de interés se presentan en la Tabla 3-13. Aplicando un modelo conceptual basado en las premisas anteriores y en relaciones cinemáticas se obtienen los resultados que aparecen en la Tabla 3-14.

Las dos primeras filas (sombreadas) se toman como base de comparación y corresponden a los datos de la Tabla 3-13 para el adelanto voluntario. En ellas se puede apreciar lo que aumentan la brecha mínima y la distancia para adelantar cuando el vehículo adelantante tiene que seguir al adelantado.

Tabla 3-13

Datos de interés en el ejemplo de adelanto en una calzada con dos carriles para el mismo sentido

Velocidad del vehículo adelantante, V_a (km/h)	90.0
Velocidad del vehículo adelantado, V_b (km/h)	75.0
Velocidad del vehículo delantero, V_d (km/h)	85.0
Velocidad del vehículo trasero, V_e (km/h)	100.0
Ancho de los carriles, a_c (m)	3.6
Longitud de los vehículos, l (m)	4.5
Holgura temporal fija, b_f (s)	
Adelanto voluntario (s)	1.3
Adelanto forzado (s)	1.1
Aceleración del vehículo adelantante, a	
Adelanto voluntario (m/s^2)	1.0
Adelanto forzado (m/s^2)	1.4
Deceleración del vehículo trasero, d	
Adelanto voluntario (m/s^2)	1.7
Adelanto forzado (m/s^2)	2.2
Velocidad de desplazamiento lat. tolerable, V_l	
Cambio de carril voluntario, (m/s)	0.9
Cambio de carril forzado, (m/s)	1.2

Como se muestra en las filas 3 y 4, cuando las velocidades de los vehículos adelantante, trasero y delantero son iguales, la brecha y distancia para adelantar mínimas requeridas son mucho menores, especialmente en el caso sin seguimiento (2.8 s), pues no hay que acelerar ni decelerar. Sin embargo, aceptar la brecha en este caso requiere tener que aceptar también una velocidad de desplazamiento lateral excesiva de 2.2 m/s.

La fila 5 muestra el caso en que no hay vehículo adelantante, la brecha a utilizar es íntegra y el

adelanto es casi siempre sin seguimiento. Aquí la brecha mínima para adelantar es la más pequeña del ejemplo, 2.5 s, pues no hay que dejar holgura con el vehículo delantero. La velocidad de desplazamiento lateral es de 1.24 m/s, que es alta, pero tolerable.

Los casos de filas 6, 7 y 8 producen los resultados esperados. El efecto de la reducción de la velocidad del vehículo adelantado en el caso sin seguimiento es mínimo y no se incluye.

Las filas 9 y 10 presentan el caso en que el vehículo adelantante es un camión combinado nuevo cuya longitud es cinco veces y media mayor que la de un automóvil pero que puede desarrollar la misma velocidad que él en el tramo de vía considerado. Debido a que el paso del camión es mayor que el del automóvil, las brechas mínimas de adelanto son algo mayores que las del caso básico, pero no así las distancias de adelanto que se refieren siempre a la parte posterior del vehículo.

Hay que recordar que los valores que se han presentado proceden de un modelo conceptual que representa la relación lógica entre las distintas variables que

Tabla 3-14
Resultados de aplicar las Ecuaciones de 6.26 a 6.37 a distintos valores de variables independientes

$v_a = 90 \text{ km/h}$ $a_c = 3.6 \text{ m}$ $b_f = 1.3 \text{ s (av) o } 1.1 \text{ (af)}$ $a = 1.0 \text{ (av) o } 1.4 \text{ (af) } m/s^2$ $d = 1.7 \text{ (av) o } 2.2 \text{ (af) } m/s^2$								
τ	Se g	Adel	l_0 m	V_b km/h	V_l km/h	V_e km/h	B s	S_f m
1	no	vol	4.5	75	100	85	5.3	90
2	si	vol	4.5	75	100	85	8.1	152
3	no	vol	4.5	75	90	90	2.8	133
4	si	vol	4.5	75	90	90	5.9	128
5	no	vol	4.5	75	100	-	2.5	51
6	no	for	4.5	75	100	85	4.3	71
7	si	for	4.5	75	100	85	6.3	132
8	si	vol	4.5	60	100	85	2.2	128
9	no	vol	25.0	75	100	85	8.1	90
10	si	vol	25.0	75	100	85	9.9	152

* Se excede la velocidad mínima de desplazamiento lateral

intervienen en el fenómeno modelado en condiciones normales (no extremas). Si bien esos valores no están refidos con los observados en el mundo real, no pueden tomarse como valores típicos.

Valores observados en el terreno

Hasta ahora no disponemos de resultados de observaciones recientes sobre brechas mínimas para adelantar en calzadas con dos o más carriles para el mismo sentido.

Matson, Smith y Hurd⁷ opinan que la mayoría de los conductores necesitan un intervalo (brecha más paso) mínimo de seguimiento de 1.5 segundos y que, por lo tanto, el intervalo mínimo que puede acomodar un vehículo que cambie de carril sería para ellos de 3.0 s (brecha de 2.5 s, suponiendo vehículos de 4.5 m de largo circulando a velocidad de 80 km/h). Sin embargo, afirman los autores citados que se han observado cambios de carril forzados dentro de intervalos de 1.5 s (brechas de alrededor de 1 s).

Wynn⁸ observó, en una vía rápida de la ciudad de Nueva York, el uso de brechas mucho menores de un segundo en adelantamientos conflictivos donde la diferencia entre las velocidades de los vehículos adelantante, delantero y trasero diferían en menos de 1 km/h, y el vehículo trasero debía reducir su velocidad bruscamente de unos 50 km/h a cerca de 40 km/h. Desde luego, estos son casos extremos.

Efecto de la distribución longitudinal de los vehículos en el adelanto

Ya se ha visto que, para adelantar, el conductor necesita que ocurra una *brecha mínima aceptable* en la fila de vehículos del carril adyacente que utilizará para realizar esa maniobra. A veces esa brecha se mide entre el ~~vehículo~~ adelantante y otro ~~vehículo~~ del carril adyacente, pero en esos casos lo que se mide realmente es la parte *restante* de una brecha entre dos vehículos que van en el mismo sentido. Aunque el conductor del vehículo adelantante observe principalmente la separación entre vehículos, el conocimiento de la brecha correspondiente es lo que permite al ingeniero de tránsito comparar la *demanda* de adelanto representada por la *brecha mínima aceptable* con la *oferta* de adelanto, es decir las brechas que ofrece la fila de ~~vehículos~~ adyacente, una de las cuales deberá ocupar el ~~vehículo~~ adelantante para poder adelantar.

El tamaño promedio de las brechas en una fila de vehículos que circula por un carril depende principalmente del intervalo medio que no es más que el inverso del volumen de tránsito por carril o *intensidad*. De este modo, en general, a menores intensidades de tránsito por el carril adyacente corresponderán mayores ofertas de adelanto. Sin embargo, la distribución de los tamaños de los intervalos también influye mucho en la oferta de adelanto, pues cuando la irregularidad de esa distribución es alta se ofrecen más brechas aceptables para adelantar que las que brindaría una distribución más regular.

⁷Theodore M. Matson, Wilbur S. Smith y Frederick W. Hurd, *Traffic Engineering* (Nueva York: McGraw-Hill Book Company, Inc. 1955), 137.

⁸Wynn, "Weaving practices on one-way highways," 34, 48, 49, 58.

Contribuye a aumentar esa irregularidad en la distribución de intervalos la interacción vehicular, que es más notoria en carreteras de dos carriles que en autopistas. En vías de dos carriles, si los volúmenes son altos, la interacción vehicular suele ser muy intensa debido precisamente a las dificultades para adelantar que existen en ellas. Lo curioso es que esas dificultades son grandes en un sentido, digamos, hacia el Norte, (debido a un tránsito más intenso hacia el Sur o falta de visibilidad) entonces se forman muchos pelotones en ese sentido con claros entre ellos que favorecen los adelantos hacia el Sur. Esos adelantos llenan los claros en el sentido Sur, lo que hace aún más difíciles los adelantos hacia el Norte, y así el desequilibrio entre las oportunidades de adelanto por sentido tiende a acentuarse.

En calzadas con dos o más carriles en un sentido la interacción vehicular no es tan intensa porque las brechas mínimas aceptables son menores (compárense las de la Tabla 3-10 con las de la Tabla 3-14) y no hay restricciones de adelanto por falta de visibilidad. Aquí los claros entre pelotones se llenan con relativa facilidad y la formación de pelotones es mucho menos perjudicial que en las calzadas de dos carriles y dos sentidos, excepto cuando hay congestión

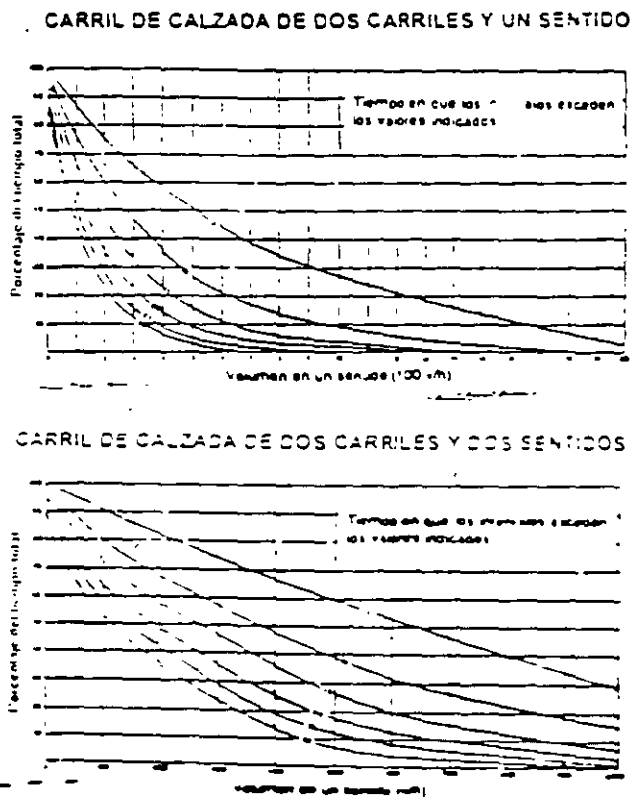


Figura 3-16 Porcentajes del tiempo total en que los intervalos entre vehículos exceden los valores dados en dos tipos de calzada
 FUENTE: C. K. Normann "Results of Highway Capacity Studies" Public Roads 23 (June 1942) 74

EJEMPLO: La Figura 3-16 se basa en los mismos datos de campo que se usaron para confeccionar los histogramas de las Figuras 3-5 A y B. Supongamos que la brecha mínima de adelanto aceptable para un conductor es de 20 s en calzadas de dos carriles y un sentido y de 5 s en calzadas de dos carriles y dos sentidos. Se quiere comparar la facilidad para adelantar en uno y otro tipo de calzada suponiendo que la intensidad del tránsito en el carril adyacente que debe utilizar para adelantar es de 400 v/h y que el paso de los vehículos que transitan por ese carril es despreciable, es decir, que la brecha entre ellos es igual al intervalo. No hay zonas de adelanto prohibido en el tramo considerado del primer tipo de calzada.

Utilizando las curvas de la Figura 3-16 estimamos que la probabilidad de efectuar un adelanto sin demoras en la calzada de dos sentidos es 0.3.

0.26 mientras que en la de un sentido es de 0.57. Si la intensidad fuera de 800 estas probabilidades serían de 0.07 y 0.34 respectivamente.

En caso de que la distribución de los intervalos fuese uniforme para 400 v/h el intervalo constante sería de 9 s, de manera que no habría adelantos posibles en la calzada de los dos sentidos, mientras que en la de un sentido el adelanto sería prácticamente inmediato. Con distribución uniforme de intervalos e intensidad de 800 v/h resultaría un intervalo constante de 4.5 s por lo que no habría adelantos en ninguna de las calzadas.

Si hubiera habido restricción de adelantos por distancias visibles insuficientes en un 5 por ciento del tramo considerado en el primer tipo de calzada, las probabilidades de adelanto sin demoras en él hubieran sido respectivamente de 0.13 y de 0.035.

Este ejemplo se ha presentado con el objeto de ilustrar las razones principales por las que las calzadas de más de un carril por sentido son más eficientes que las de un solo carril por sentido.

Características funcionales de las corrientes vehiculares continuas

Como se ha visto, la llamada ecuación fundamental del tránsito relaciona *aproximadamente* los valores de los parámetros macroscópicos de las corrientes vehiculares en la siguiente forma:

$$\text{volumen} = \text{velocidad} \times \text{densidad}$$

donde la velocidad es la media espacial y la densidad la aritmética o ponderada, ambas cuando se ha medido el volumen. Es evidente que distintas combinaciones de la velocidad y la densidad pueden producir el mismo volumen, y así sucede que por un punto de una vía puede pasar igual número de vehículos, lentamente y en fila apretada, que rápidamente y en fila abierta.

Ahora bien, existe otra relación entre el volumen, la densidad y la velocidad debido a la *interacción vehicular*. Si todos los vehículos circularan a la misma velocidad no habría tal interacción en una corriente vehicular continua, pero todos los conductores no quieren ir a igual velocidad ni los vehículos pueden. Si hubiera siempre oportunidades para adelantar y todos los vehículos pudieran ir a flujo libre no habría apenas interacciones retardantes entre ellos, pero como obviamente esto no sucede casi nunca, los vehículos más lentos pueden demorar a los más rápidos sin que los últimos puedan apurar a los primeros. Esto quiere decir que cuando hay interacción retardante la velocidad media de la corriente es menor que cuando no la hay. Conforme aumenta la dispersión entre las velocidades de los vehículos y disminuyen las oportunidades de adelanto crece la interacción vehicular y se reduce la velocidad media de la corriente.

La Figura 3-17 muestra una representación generalizada sobre cómo puede afectar la interacción vehicular a la velocidad media de una corriente vehicular continua según varían el volumen, la densidad de la corriente y la propia velocidad media. La forma real de la curva mostrada depende de las condiciones de vía y tránsito del tramo de vía representado, las que cambian de un tramo a otro y aún en un mismo tramo de un momento a otro. Las coordenadas de un punto cualquiera de la curva son la densidad (abscisa) y el volumen correspondiente (ordenada) para una situación dada. La velocidad media en esa situación está representada por la tangente del ángulo V , que forma con el eje de las abscisas la línea que une al punto considerado con el centro de coordenadas. Esa tangente es el cociente entre el valor del volumen y el de la densidad para el punto dado. El valor máximo de esa tangente debe representar la velocidad a flujo libre.

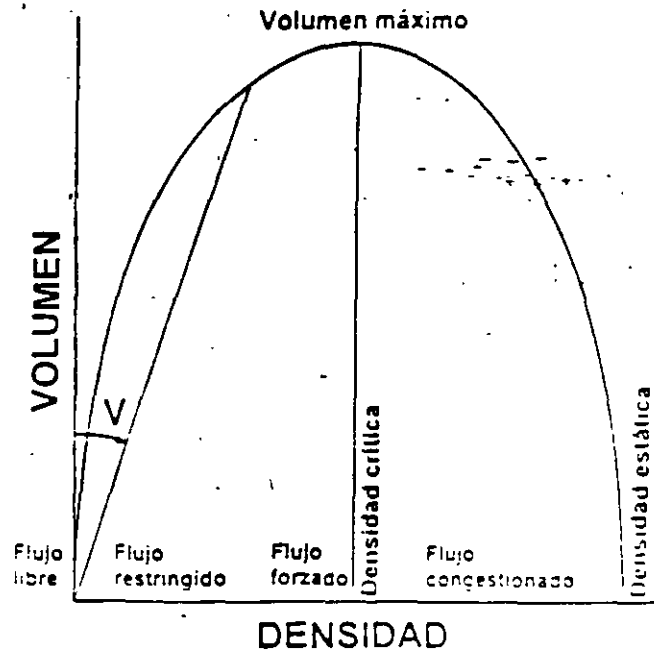


Figura 3-17 Curva generalizada densidad-volumen

Cuando un vehículo está solo o casi solo en la vía su conductor puede circular a la velocidad a flujo libre, pero a medida que crece la demanda de tránsito se insertarán más vehículos en la corriente vehicular y aumentará la densidad de esa corriente. Entonces el conductor tardará menos en alcanzar un vehículo que vaya a menor velocidad de la que quiere ir ese conductor. Si no puede adelantar ese vehículo inmediatamente por falta de brecha adecuada o visibilidad, disminuirá su velocidad de recorrido. Cuando eso sucede con muchos vehículos, se reduce la velocidad media de la corriente. Sin embargo, si la densidad aumenta con mayor rapidez de lo que disminuye la velocidad, se elevará el volumen. Esa elevación de volumen al reducir el tamaño de las brechas necesarias para adelantar, contribuirá a disminuir aún más la velocidad hasta un punto en que la reducción en velocidad equilibra al incremento en densidad y el volumen no aumenta más, esto es, alcanza el valor máximo que permiten las condiciones de vía y tránsito. A los valores de la densidad y velocidad en este punto se denomina *densidad crítica* y *velocidad crítica* respectivamente.

Si en este momento la forma de la curva densidad-volumen no cambia y continúan insertándose más vehículos en la corriente vehicular ocurrirá una *congestión incipiente* pues aumentará la densidad y mucho más la interacción vehicular, lo que hará que disminuya la velocidad con mayor rapidez de lo que aumenta la densidad, lo que resulta en una disminución del volumen. De esta forma nuevos aumentos en densidad producen nuevas disminuciones de la velocidad media y el volumen hasta alcanzarse *congestión completa*.

cuando tanto el volumen como la velocidad son cero, los vehículos se detienen en un imponente cola y la densidad alcanza un valor máximo al que llamamos *densidad estática*. La Figura 3-17 muestra que para cada valor del volumen inferior al máximo existen dos valores para la densidad y la velocidad.

En todo este proceso la corriente vehicular ha pasado por los diversos regímenes que se definen a continuación:

Flujo libre, cuando prácticamente todos los vehículos circulan libremente. Aunque la Figura 3-17 indica que este régimen está limitado a las cercanías del origen de coordenadas, lo cierto es que en realidad la interacción vehicular no restringe apreciablemente la velocidad de los vehículos hasta que la densidad y el volumen hayan alcanzado valores substanciales especialmente en autopistas. En esas vías la velocidad media permanece prácticamente invariable hasta que el volumen se encuentra muy próximo a su valor máximo. De esto se trata con más detalles en el Tema 5.

Flujo restringido, que es el que ocurre si la interacción vehicular restringe la velocidad de la mayoría de los vehículos, aunque pocos vehículos forman pelotones.

Flujo forzado, cuando la inmensa mayoría de los vehículos van en pelotones, es decir, en estado de seguimiento. La velocidad de los vehículos se hace irregular y disminuye mucho, pero generalmente éstos no llegan a detenerse. En carreteras de dos carriles esto sucede a densidades y volúmenes mucho más bajos que en autopistas.

Flujo congestionado. Aquí el volumen de tránsito que llega al tramo considerado excede el volumen máximo que permiten las condiciones de vía y tránsito. Naturalmente, muchos vehículos tienen que detenerse y estas detenciones se repiten en serie, en forma de una onda perturbadora que se propaga como una onda. En el tramo considerado se rompe la continuidad de la circulación y esta se hace intermitente debido a turbulencia que se origina.

Características funcionales de las corrientes discontinuas

Estas corrientes vehiculares son, naturalmente, las que transitan por vías de circulación discontinua, que suelen encontrarse en medio urbano donde la densidad de actividades humanas es elevada. Se impone la discontinuidad como medio de evitar conflictos entre corrientes que van en distintas direcciones y que deben compartir una misma porción de cauzada, generalmente en intersecciones de vías. Los conflictos se evitan deteniendo simplemente los vehículos de una corriente para que pasen los de la otra.

Esas detenciones, que son siempre en puntos fijos de la vía, se pueden hacer de acuerdo a reglas de derecho legal de paso o de derecho del más osado donde no haya indicación en la vía que las indique, pero en esos lugares no suele haber muchos conflictos y no interesan grandemente al ingeniero de tránsito. En donde los conflictos son numerosos se trata de regular las detenciones mediante las indicaciones de señales de "Alto" (que siempre exigen

parar), de señales de "Ceda el Paso" (que exigen parar sólo para ceder el paso) y de semáforos, o bien, por medio de la regulación directa de agentes de la policía de tránsito.

Otra fuente de detenciones de estas corrientes son los conflictos con peatones, especialmente de los vehículos que giran atravesando los cruces legales de peatones. La importancia de estas detenciones está en razón directa al volumen de peatones y al respeto que éstos infunden a los conductores.

Debido a la gran influencia que ejerce la regulación del tránsito sobre las corrientes vehiculares discontinuas éstas son mucho más complejas que las continuas, por lo que es preciso describir su naturaleza con más detalles.

Corrientes reguladas por señales

Estas señales se colocan en la intersección de una vía preferente con otra subordinada, en los accesos de la subordinada. La corriente que va por la vía preferente no se interrumpe en ese lugar, excepto cuando hay giros a la izquierda y quizás también cuando ocurren giros a la derecha.

Si existe una señal de "Alto" que se obedezca, la corriente que circula por la vía secundaria se interrumpe al llegar a la intersección y luego los vehículos van entrando en ella, uno a uno por camión, según vayan encontrando brechas aceptables en la corriente preferente, siempre que las salidas de la intersección estén libres. Cuando los intervalos de llegada entre vehículos son menores que los de entrada a la intersección o las salidas de esta se encuentran obstruidas, se forman colas en el acceso. Si la situación es grave, estas colas pueden llegar a la intersección corriente arriba y obstruirla si no se toman medidas para impedir la misma. Esto es lo que se llama *rebose de cola*.

Cuando existe una señal de "Ceda el Paso" o una de "Alto" que no se respeta, la corriente vehicular sólo se detiene cuando no hay brechas aceptables para entrar en la intersección o cuando las salidas están obstruidas. Si tampoco se respeta la prioridad de la vía preferente las corrientes vehiculares se interrumpirán en las dos vías y lo que imperará será el derecho del más osado.

Este tipo de regulación por señales puede producir colas pero, si se obedecen, no suelen generar pelotones.

Corrientes reguladas por agentes de policía y semáforos

El medio más importante para interrumpir corrientes vehiculares en una vía de circulación discontinua son los agentes de policía y sobre todo los semáforos. Mediante éstos se detienen y se dejan pasar alternativamente los vehículos que realizan uno o más movimientos, de manera que sólo se puede circular durante parte del tiempo total.

El agente y los semáforos detienen las corrientes en todos los accesos a intersecciones y en otros puntos de la vía, donde se suelen formar colas con los vehículos que van llegando por una vía y por otras que desembocan en ella. Como se ha explicado al tratar de la distribución longitudinal de vehículos, cuando se permite que las colas se pongan en marcha, éstas se transforman en pelotones, que se van disipando hasta que los vehículos son detenidos de nuevo y vuelven a formar nuevas colas. Aquí también pueden ocurrir (y ocurre frecuentemente) reboses de cola que obstruyen intersecciones corriente arriba.

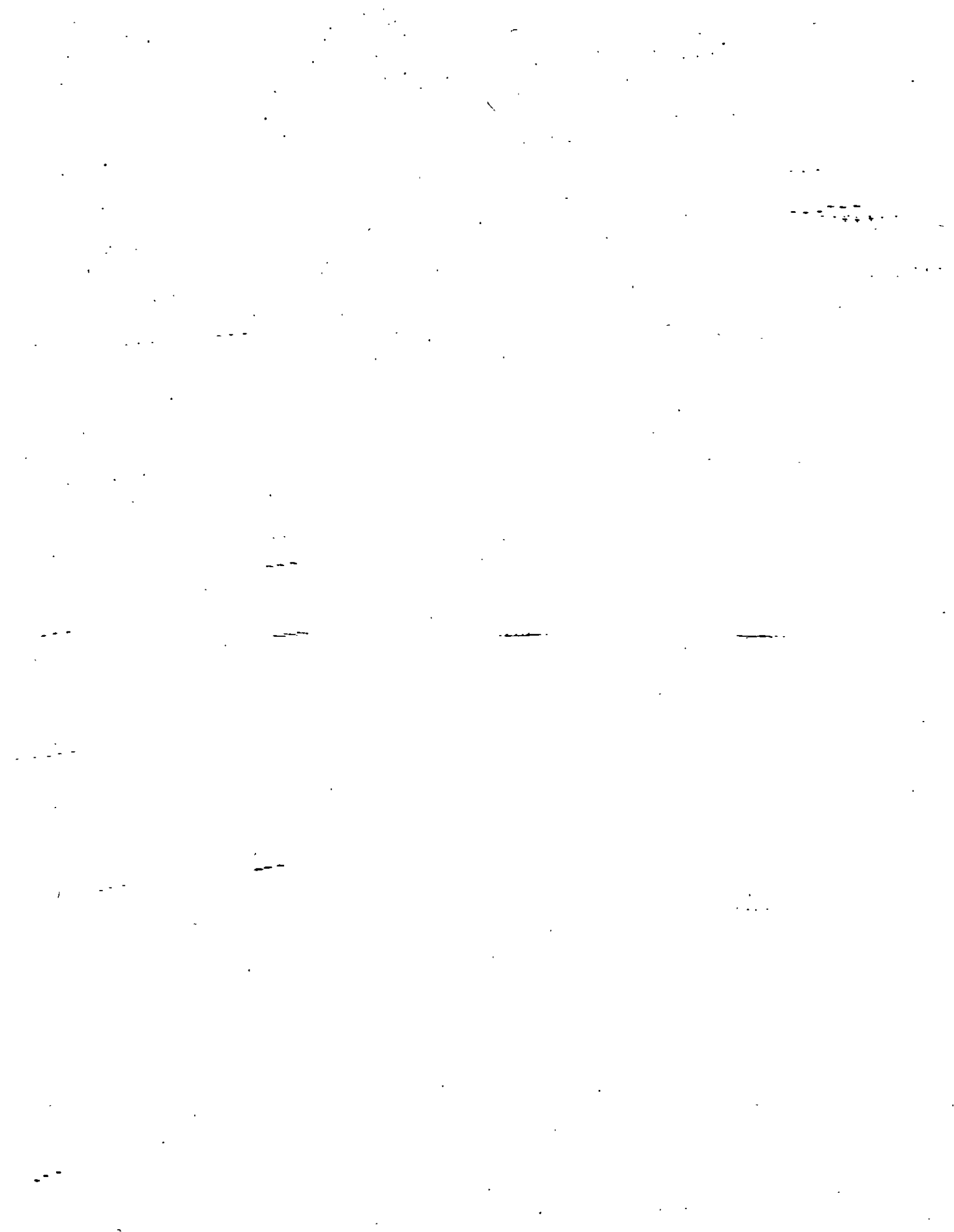
Cuando las indicaciones de los semáforos no se obedecen éstos suelen funcionar aproximadamente como señales de "Ceda el Paso". Si no se respetan las órdenes del agente de policía, el problema es de crisis de autoridad y trasciende la ingeniería de tránsito.

Parámetros de corrientes vehiculares discontinuas

Ya se ha visto que los parámetros microscópicos del tránsito: intervalo, brecha y paso encuentran su aplicación tanto en el análisis de estas corrientes como en el de las continuas. Los parámetros macroscópicos: volumen, la densidad y la velocidad, se usan también para caracterizar estas corrientes, aunque las relaciones entre ellos es mucho más incierta que en el caso de las corrientes continuas, debido a que existen factores poderosos que las enturbian, tales como la regulación del tránsito, las relaciones entre muchas corrientes vehiculares, la interferencia de los peatones, las paradas de autobuses y taxis, y los estacionamientos. Sin embargo, se ha observado en arterias urbanas⁹ que cuando la densidad es suficientemente alta ésta ejerce un efecto significativo en la velocidad de recomodo de los vehículos. No obstante, esta densidad no es completamente comparable a la de las corrientes continuas pues la distribución longitudinal de los vehículos es distinta.

Ya que las corrientes vehiculares discontinuas están muy afectadas por la regulación del tránsito, en su análisis interesa conocer también los valores de ciertas variables relacionadas con esa regulación, tales como las demoras medias por detención en las intersecciones, el número de paradas de los vehículos y la programación de los semáforos.

⁹ Guido Radet, Jun Raue y Fred A. Wagner. "A method for measuring the efficiency of traffic operation at a signalized intersection." Trabajo presentado al Comité de Calidad del Tránsito del congreso "Highway Research Board" durante su Reunión Anual No. 44, octubre 1966.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

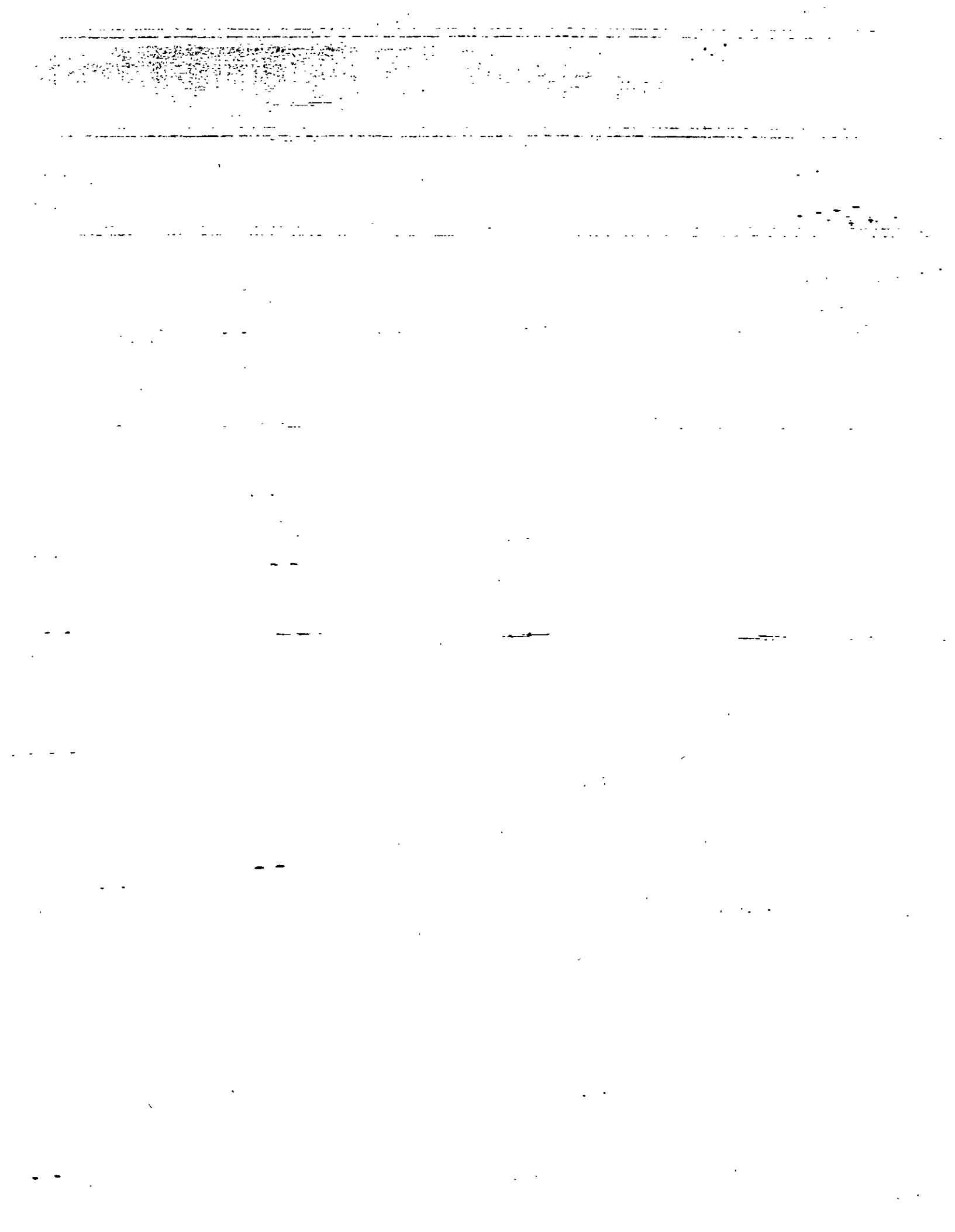
II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

INTRODUCCION

EXPOSITOR: DR. GUIDO RADELAT EGÜES

1997



1. INTRODUCCION

Por Guido Radelat Egües

LAS VIAS DE COMUNICACION PRIMITIVAS

Puede decirse que las vías de comunicación han sido siempre un elemento indispensable para la realización de las actividades humanas. Vías y actividades han marchado parejas en el curso de la historia, al punto que sus periodos de auge o decadencia coinciden con bastante exactitud.

Desde las épocas más remotas, el hombre ha procurado mejorar su acceso a los lugares donde lo llevan con más frecuencia sus actividades. En un principio sus esfuerzos se limitaban a ensanchar pasajes en las cavernas; a abrir trochas a través de la vegetación; colocar piedras para pasar arroyos; hincar postes para orientarse en regiones llanas desoladas y ejecutar muchos trabajos según sus necesidades, habilidades y recursos. La preocupación humana por tener acceso a los lugares de mayor interés dio nacimiento al *camino*, vía de comunicación que en su origen no era más que una faja de terreno acondicionada de algún modo para el paso de personas y bestias; es decir, un *camino de herradura*.

El refugio del hombre es el hogar. Allí se retira del mundo exterior para vivir en la intimidad doméstica, alejado de "lo ajeno". Pero el hombre es además un animal social, y por necesidad o por instinto fue acercando su hogar al de otros hombres para ir formando comunidades. Cuando el hombre se hizo sedentario, su hogar se convirtió en una vivienda permanente y la agrupación de viviendas se transformó en comunidad urbana. Las agrupaciones urbanas primitivas eran pequeñas y las viviendas se construían en sitios arbitrarios, de acuerdo con la conveniencia de sus respectivos moradores y teniendo en cuenta poco o nada el interés general de la comunidad. Sin embargo, a medida que crecían las aglomeraciones urbanas y a las viviendas se sumaban edificios destinados a otros fines, aumentaba el movimiento de personas que iban de un edificio a otro, así como los viajes entre edificios y lugares fuera de la comunidad. De este modo, el terreno que quedaba entre edificios desempeñó también el papel de vía de comunicación; y fue preciso regular en cierta forma la ubicación de las edificaciones, de acuerdo con el interés general, para que hubiera entre ellas espacios continuos y con características semejantes a los caminos. Este fue el origen de la *calle*.

EVOLUCION DEL CAMINO

En una fecha desconocida, pero seguramente muy remota (quizás hace unos 6.000 años), tuvo lugar un acontecimiento que transformó por completo el transporte terrestre: se inventó la rueda. Entonces fue necesario ir adaptando algunos caminos y calles al paso de *carretas* o *vehículos de rueda* en general, dotándolos de superficie más lisa y pareja, y de alineamiento

más regular. Más tarde, estas adaptaciones darían lugar al nacimiento del *camino cam* o *carretera*.

Los caminos para vehículos de rueda representaron un paso de avance en cuanto al transporte, pero el tránsito por ellos resultaba lento y penoso por la resistencia que oponían al paso de los vehículos. Por esa razón, durante mucho tiempo las vías de comunicación más importantes fueron las marítimas y fluviales. Por ellas era más fácil y conveniente transportar personas y mercancías en embarcaciones que flotaban suavemente en el agua y que podían usar la fuerza del viento como medio de locomoción. Así se explica que muchas ciudades antiguas florecieran cerca de la costa del mar o a la orilla de ríos y lagos.

Durante siglo tras siglo los escasos progresos que se realizaron en el arte de la construcción vial no cambiaron esa situación: los caminos se utilizaban principalmente para el transporte de personas y animales. El transporte terrestre de mercancías a grandes distancias estaba confinado a cosas ligeras y valiosas como la seda, la sal, y los metales preciosos. Para llevar lejos cargas grandes y pesadas como granos, madera, piedra, etc. se seguía recurriendo a las vías acuáticas que se trataban de prolongar mediante la construcción de canales.

Los caminos no empiezan a progresar hasta el Siglo XVIII y a principios del Siglo XIX su progreso es rápido, pues ya se han perfeccionado bastante los vehículos de tracción animal, así como los procedimientos de construcción vial. Además, en los países más civilizados sobreviene un aumento inusitado de población que obliga a desarrollar tierras apartadas de las vías fluviales y marítimas. La construcción de caminos alcanza, por consiguiente, un auge sin precedentes en Europa y en los Estados Unidos, hasta que surge a mediados del Siglo XIX un terrible competidor de esas vías terrestres: el ferrocarril.

En la segunda mitad del Siglo XIX el moderno caballo de hierro se considera como una maravilla técnica y como símbolo del progreso. Por todas partes se tienden vías férreas y los anacrónicos caminos quedan abandonados o relegados a servir de auxiliares al pujante ferrocarril.

EVOLUCION DE LA CALLE

Mientras tanto, el desarrollo de las calles siguió un curso distinto al de los caminos. Es verdad que las grandes ciudades surgieron en la antigüedad antes que los grandes caminos, pero sus calles eran casi exclusivamente para el uso de peatones y bestias. Eran *ciudades peatonales*.

Según Leibbrand¹, existen dos leyes que restringen el desarrollo urbano. La *primera ley* dice que la población de un núcleo urbano está limitada por los recursos de la zona tributana que la mantiene. En la antigüedad, cuando el núcleo tenía acceso al importante transporte acuático, su zona tributana se ampliaba. Esta ley ha perdido vigencia porque debido al progreso de la tecnología del transporte es posible traer esos recursos desde las regiones más apartadas del globo

¹ Kurt Leibbrand, *Transportation and Town Planning* (Cambridge, Massachusetts: The M.I.T Press, 1970), 57-59.

ordenamiento de la circulación de vehículos en los mismos, a la policía y a los propios usuarios del camino.

Al principio las cosas marcharon bien, los vehículos automotores eran escasos y sus velocidades no eran muy superiores a las que andaban los vehículos de tracción animal, pero pronto cambió el panorama. Los nuevos vehículos fueron desarrollando mayores velocidades, lo que mejoró la *movilidad* de sus usuarios. Sin embargo, su número creció vertiginosamente y los conflictos que creaban se multiplicaron en proporciones aterradoras, produciendo lamentables accidentes y congestionando vías que no habían sido proyectadas para ellos, lo que en muchos casos hizo *disminuir la movilidad* que se había ganado. La policía de tránsito aplicaba restricciones y más restricciones a los vehículos para evitar conflictos, pero muchas veces era preciso ganar la *seguridad* a costa de la movilidad.

El problema de *congestión* vehicular se agravaba en las ciudades donde era mayor la concentración de vehículos, y donde resultaba más difícil modificar la estructura de las vías debido a la presencia de edificaciones que las bordeaban. Además, el elevado costo del terreno hacía poco menos que imposible realizar reformas urbanas como las que se hacían en tiempos del Barón de Haussman.

En los caminos rurales, por otra parte, la situación no era tampoco muy halagüeña, pero en ellos la dificultad grande no era tanto la congestión como la seguridad. Los vehículos habían alcanzado velocidades tan altas, que irregularidades en las vías que hasta entonces se habían considerado como tolerables, constituían de repente terribles amenazas para la seguridad de los usuarios del camino. Aquí la policía aplicaba restricciones de velocidad que eran muchas veces arbitrarias por falta de conocimientos y no infundían respeto.

Los ingenieros viales, por su parte, suavizaban curvas, disminuían pendientes y evitaban cruces a nivel, pero nunca sabían exactamente el efecto que causaban esas mejoras en los usuarios de las vías. Sus estudios no solían incluir el elemento humano.

LA INGENIERÍA DE TRANSITO

Génesis de la ingeniería de tránsito

El problema necesitaba un enfoque técnico, pero partiendo no sólo de estudios sobre el movimiento de los vehículos en la vía, sino también sobre los causantes directos de esos movimientos, que eran los propios conductores de los vehículos. Era preciso crear una verdadera técnica de la circulación que tuviera en cuenta a la vez leyes físicas y factores humanos; y esa técnica fue tomando cuerpo en el país donde los problemas del tránsito adquirían mayores proporciones; es decir, en los Estados Unidos.

Poco después de 1920 cuando el número de vehículos automotores en ese país aumentaba rápidamente, se empezó a gestar una rama del saber, una especialidad profesional dentro del campo de la Ingeniería Civil onentada hacia el tránsito. En 1930 se definió por completo la

La *segunda ley* de desarrollo urbano, de acuerdo a Leibbrand, es que la duración de los cotidianos para la mayoría de los habitantes no debe pasar de un valor tolerable, aunque la tolerancia aumente con el tamaño del núcleo urbano. Para Leibbrand, la máxima duración aceptable de los viajes en las ciudades peatonales era de unos treinta minutos. Si los desplazamientos a pie se realizan a una velocidad de 4.5 a 5 km/h, en 30 minutos se pueden recorrer dos kilómetros. Ese sería el radio máximo de la ciudad peatonal, que si fuera circular tendría un área de cerca de 1,250 hectáreas; la que coincide aproximadamente con la extensión de la Roma antigua.

Leibbrand supuso que la máxima densidad razonable de una ciudad peatonal serían 600 habitantes por hectárea, por lo que la máxima población que podría tener tal ciudad sería de menos de 800,000 habitantes. Para que las ciudades pudieran rebasar ese límite era preciso que tuvieran un sistema importante de transporte vehicular.

Ahora bien, las calles de la ciudad peatonal eran angostas y tortuosas, es decir, inapropiadas para la circulación de vehículos y constituyeron otra limitante para el crecimiento urbano. Para que la ciudad creciera había que ensancharlas y enderezarlas, lo que no era una tarea pequeña cuando se oponían a ella las rígidas edificaciones existentes.

Al llegar el Siglo XIX las ciudades se expanden rápidamente y el tránsito de vehículos de tracción animal alcanza intensidades hasta entonces desconocidas. Irrumpe en ellas también el ferrocarril, principalmente mediante el tranvía, primero de tracción animal y luego motorizado. Todos esos vehículos se estorban los unos a los otros en calles tan estrechas y surgen los problemas de *congestión de tránsito*, pero la incipiente regulación del tránsito y las reformas urbanas van mitigando en general esos problemas de la circulación. Es la época de la "perforación" de los famosos "bulevares" de París por el Barón de Haussman, demoliendo despiadadamente cuanto edificio se encontraba en su trazado.

LA REVOLUCION AUTOMOTRIZ

Con el Siglo XX llega de repente un nuevo elemento que revoluciona por completo todo el mecanismo del transporte terrestre: *el vehículo automotor*. Al principio no era más que un extraño "artefacto" deportivo, un artículo de lujo para ciertas personas adineradas y noveleras; pero poco a poco ese "coche sin caballos" se fue popularizando hasta convertirse en un medio sumamente útil y práctico para el transporte de personas y mercancías.

El nuevo vehículo encontró a los caminos en pésimo estado, después de un largo período de predominio ferroviario, y fue preciso repararlos a toda prisa. Pero no bastaba con remendar los viejos caminos esclavos de la topografía, había que adaptarlos a las características del veloz vehículo automotor y construir además muchos nuevos caminos para que ese vehículo pudiera tener acceso a más lugares. Ese acceso debía ofrecerse en cualquier época del año, en tiempo seco y en tiempo de lluvia, para lo cual había que dominar el *lodo*.

Cuando se iba solucionando el problema del acceso, los ingenieros y constructores concentraron sus esfuerzos en proporcionar caminos de capas superficiales resistentes y *sin polvo* al nuevo señor del transporte, dejando la responsabilidad de la seguridad y

nueva profesión y sus miembros fundaron el "Institute of Traffic Engineers"; o sea, un instituto de "ingenieros de tránsito". ¿Y cuál era la función de esos flamantes ingenieros de tránsito? Al principio su actividad estuvo centrada principalmente en el estudio de los accidentes de tránsito y la forma de evitarlos, pero paulatinamente su campo se fue ensanchando para tratar de abarcar los numerosos factores que intervienen en el complejo fenómeno del tránsito. Al mismo tiempo, prácticas puramente empíricas fueron dando paso a procedimientos más racionales, al extremo que hoy en día se puede decir que está definitivamente establecida una disciplina tecnológica que se denomina "Ingeniería de Tránsito".

¿Qué es la ingeniería de tránsito?

Esa rama de la ingeniería se ocupa de estudiar las características de los cuatro elementos fundamentales del tránsito: *el conductor, el peatón, el vehículo y la vía*, así como las relaciones entre esos elementos. Como instrumentos básicos para adquirir directamente de la realidad la información necesaria, esta disciplina ha desarrollado métodos sistemáticos de captación de la misma que se denominan *estudios de tránsito*. Gracias a estos estudios se pueden conocer datos tan importantes como el número de vehículos que circula por una vía en un tiempo determinado, sus velocidades, la interacción entre ellos, los lugares donde sus conductores desean estacionarlos, los sitios donde se concentran los accidentes de tránsito, etc.

Mediante la aplicación de leyes matemáticas, cálculo de probabilidades, física y otras disciplinas científicas a la información suministradas por los estudios de tránsito, ha sido posible racionalizar la forma en que circulan las corrientes vehiculares por distintos tipos de vías. Esta racionalización ha dado origen a distintos tipos de modelos simbólicos del tránsito, muchos de los cuales, debido a su complejidad, ha sido preciso verterlos en programas informáticos que se aplican mediante computadoras. Algunos de estos modelos se han utilizado para elaborar procedimientos que estiman la *capacidad* o número máximo de vehículos que pueden circular en ciertas condiciones por una vía y el *nivel de servicio* que ésta ofrece a sus usuarios.

Basándose también en el conocimiento racional de la circulación de los vehículos, la ingeniería de tránsito puede mejorar esa circulación mediante la aplicación de *medios restrictivos* en forma *racional*. Esos medios se han empleado de un modo u otro desde que hubo vías y vehículos, siguiendo criterios más o menos arbitrarios, pero cuando las restricciones se llevan al campo de la ingeniería, como sucede ahora, se racionalizan y se aplican de acuerdo a procedimientos sistemáticos, lo que multiplica su eficacia.

Los medios restrictivos son las disposiciones legales sobre tránsito, de carácter general y reglamentaciones específicas para casos particulares. Tan importante como las restricciones es la manera de hacerlas saber a los usuarios de las vías, y por esta razón la ingeniería de tránsito se ocupa de los procedimientos apropiados para divulgar las reglamentaciones del tránsito y de lograr mayor eficiencia en el diseño, construcción, ubicación y funcionamiento de los *dispositivos para regular el tránsito*, tales como señales, marcas en los pavimentos, semáforos, etc. Y desde luego, tampoco son ajenos a esta rama de la ingeniería los métodos

* Ahora "Institute of Transportation Engineers" (Instituto de Ingenieros de Transporte).

coercitivos o educativos encaminados a asegurar el cumplimiento de las restricciones al tránsito y a mejorar el comportamiento de conductores y peatones en lo referente al tránsito.

Los medios restrictivos ejercen su acción sobre conductores, peatones y vehículos, pero además de ellos, la ingeniería de tránsito puede aplicar otra clase de métodos para mejorar la circulación de los vehículos: *los medios constructivos*; ésta vez actuando principalmente sobre la vía. De este modo es posible mejorar la circulación de los vehículos si se efectúan modificaciones en las vías existentes, tales como ensanches de calzada, canalizaciones, pasos a desnivel, etc.; y si se proporcionan espacios o estructuras adecuadas para que los vehículos paren o estacionen.

Definición de ingeniería de tránsito

Todo lo expuesto en los párrafos anteriores ha tenido como fin tratar de dar una idea general sobre lo que es la ingeniería de tránsito, de la necesidad de su existencia y del vasto campo que abarca. Ya no se puede decir que sea una nueva disciplina pues sus principios están firmemente establecidos y su necesidad se hace más aguda conforme aumenta la densidad de vehículos motorizados en el mundo. Una definición muy sucinta y personal de la ingeniería de tránsito es la siguiente: *Disciplina ingenieril cuyo objetivo es el movimiento seguro y eficiente de peatones y vehículos por vías terrestres.*

Veamos ahora los elementos de esta definición. La ingeniería de tránsito, como su nombre lo indica es un *aspecto de la ingeniería*: es decir, no es arte, no es ciencia, sino una profesión de carácter principalmente *tecnológico* donde se aplican principios científicos, técnicas, arte, y en última instancia *sentido común*.

Propende la ingeniería de tránsito al *movimiento seguro y eficiente de peatones y vehículos*, esto es, de *unidades de tránsito* sin que interese directamente, en el caso de los vehículos, lo que llevan esos vehículos ni por qué circulan. La *seguridad* atañe no solamente a los peatones y a los ocupantes de los vehículos, sino a todos aquéllos que sean afectados por el tránsito vehicular como los que trabajan o viven cerca de las vías. La *eficiencia* comprende (1) *factores económicos* relativos no sólo a peatones y ocupantes de vehículos sino también a todos los que tienen que ver con el tránsito, tales como los propietarios de empresas de transporte, (2) *factores personales* como el esfuerzo de conducción, la comodidad, el fastidio que producen las demoras y la congestión, etc. y, (3) *factores ambientales* que tienen que ver principalmente con la contaminación atmosférica y el ruido.

Por último, entendemos por *vías terrestres* aquéllas por donde circulan vehículos automotores y peatones, y que no son, por lo tanto, ni vías férreas ni acuáticas ni aéreas.

LA INGENIERIA DE TRANSPORTE

Como es bien conocido de todos, la ingeniería de tránsito no puede resolver todos los problemas de tránsito pues hay muchos factores que escapan a su control. Aun dentro de su propia profesión, el ingeniero de tránsito necesita del concurso de otros profesionales tales como el especialista en informática, el psicólogo, el matemático, el estadístico, el urbanista, el

planificador urbano, el arquitecto, el economista y el abogado. Aparte de eso, el ingeniero de tránsito como tal, sólo tiene responsabilidad sobre el movimiento de las unidades de tránsito por las vías terrestres y no es de su competencia tratar de modificar el contenido de los vehículos; ni el *modo de transporte* que eligen las personas; eso pertenece al dominio de ciertos aspectos de la *ingeniería de transporte* que no se ocupan del tránsito en sí.

Pudieramos definir la ingeniería de transporte como la *rama de la ingeniería cuyo objetivo es el movimiento seguro y eficiente de personas y cosas por distintos modos de transporte*. Evidentemente, la ingeniería de transporte contiene a la de tránsito pues si peatones y vehículos se mueven con seguridad y eficiencia por vías terrestres también estarán respondiendo al objetivo de la ingeniería de transporte. Sin embargo, la ingeniería de transporte tiene un objetivo más amplio que la de tránsito, pues se ocupa principalmente de lo que se transporta y cómo se transporta; no sólo del *conteniente* vehicular sino también de su *contenido*. De este modo la ingeniería de tránsito es una subrama de la de transporte. Entre las demás subramas se encuentran el planeamiento del transporte urbano, y muchos aspectos del transporte ferroviario, aéreo y acuático.

Otras subramas de la ingeniería de transporte pueden ofrecer soluciones a problemas de tránsito que están fuera del alcance de la ingeniería de tránsito, si bien suelen ser soluciones a más largo plazo. Por ejemplo, mediante mejoras en el transporte colectivo es posible reducir el número de personas que usan automóviles para transportarse. Este objetivo se puede lograr también mediante la promoción del uso de automóviles compartidos, poniendo en contacto personas cuyos viajes cotidianos tienen orígenes y destinos cercanos y ofreciendo carriles exclusivos para la circulación de esos automóviles compartidos junto con autobuses (lo que necesita también de la ingeniería de tránsito).

También la ingeniería de transporte, mediante *estudios de origen y destino*, puede estimar los lugares de donde vienen los ocupantes de los vehículos y los sitios a donde se dirigen, a fin de determinar las trayectorias ideales que ellos desearían seguir. Esto da la pauta para saber *dónde* se deben mejorar vías que sirvan para aumentar la eficiencia del transporte y, de paso, reducir los problemas de tránsito. Sin embargo, - cuando se trata de planear, concienzudamente un sistema de vías, los datos de los estudios de origen y destino no son suficientes, pues sólo se refieren al tránsito presente y hay que planear las vías para que presten un servicio eficiente durante muchos años. Entonces es necesario realizar estudios más completos de *planeamiento del transporte urbano y regional*, a fin de tratar de visualizar cómo se van a *generar* viajes en una fecha futura, cómo se van a distribuir esos viajes en un área determinada, y qué vías presentes y futuras va utilizar el tránsito producido por los viajes futuros. De este modo la ingeniería de transporte puede *pronosticar* hasta cierto punto, cuáles serían las necesidades de circulación en el futuro y proyectar un sistema de vías para responder a ellas que, entre otras cosas, aliviaría la tarea del ingeniero de tránsito.

La demanda de transporte

La ingeniería de transporte busca satisfacer la demanda de transporte de la mejor manera posible, del lado de la *oferta*, es decir, haciendo cambios en los medios de transporte. Otro modo de mejorar la satisfacción de esa demanda es actuando directamente sobre ella, bien reduciéndola, o bien dispersándola a lo largo del tiempo o del espacio.

Para tratar de cambiar acertadamente la demanda de transporte es necesario ir más allá de ingeniería de transporte, y entrar en el dominio de la informática y las telecomunicaciones, y aun abrazar otras disciplinas que se encuentran fuera del campo de la ingeniería tales como la sociología, la administración pública, la economía y el urbanismo. Desde luego que la mayoría de las modificaciones que se puedan inducir en la demanda de transporte rinden su efecto a muy largo plazo y ofrecen poco consuelo al ingeniero de tránsito que necesita resolver pronto sus problemas.

De todos modos, el ingeniero de tránsito no debe ignorar las soluciones a cuestiones de circulación que caen fuera de su especialidad, para poder ofrecer en forma efectiva sus conocimientos, experiencia y buen juicio a grupos interdisciplinarios que busquen remedios a los problemas de transporte. Tampoco debe perder de vista los perjuicios a la sociedad que pueden causar los vehículos automotores, su tránsito y las soluciones a los problemas de ese tránsito, tales como la contaminación atmosférica, el ruido, el consumo excesivo de energía, el trastorno de la circulación peatonal y las relaciones sociales, así como los atentados a la estética. No obstante, como el ingeniero de tránsito no es un experto en esas cuestiones, debe buscar asesoría de especialistas para poder tratar de contribuir a mitigar al menos esos perjuicios.

690

2. ELEMENTOS DEL TRANSITO, VOLUMEN Y VELOCIDAD

Por Guido Radelat Egües

ELEMENTOS DEL TRANSITO

Los elementos básicos del tránsito son, indiscutiblemente, el *elemento humano*, el *vehículo* y la *vía*. Ahora bien, antes de describirse estos elementos es preciso adelantar algunas definiciones básicas que ayuden a comprender lo que se va a tratar.

Definiciones básicas

Vía, tránsito y circulación

Entendemos que *vía* es un lugar debidamente acondicionado para el paso de peatones, vehículos o ambos, pero en esta obra usaremos el término únicamente para referirnos a vías terrestres que no sean vías férreas, tales como calles, carreteras, autopistas, etc. En la *vía* se pueden distinguir la *calzada*, que es por donde pasan los vehículos, y los *carriles* que son las franjas de la calzada que pueden acomodar una sola fila de vehículos de cuatro o más ruedas.

Según el *Diccionario de la Real Academia Española*, *tránsito* es acción de *ir o pasar de un punto a otro por vías o parajes públicos*. También en ese diccionario se ha agregado a la palabra *tráfico* la definición de *tránsito de personas y circulación de vehículos por calles, carreteras, caminos, etc.* que resulta una definición más moderna. Es decir que tanto *tránsito* como *tráfico* son términos admitidos oficialmente en la lengua castellana para designar el movimiento de personas y vehículos. Sin embargo, en el lenguaje técnico preferimos utilizar *tránsito* por ser un vocablo más preciso, pues concuerda con el verbo *transitar* y el adjetivo *transitable* y por ser más castizo. Consideramos que las *unidades del tránsito* son los peatones y los vehículos; pues las bestias son raras en las vías modernas.

La palabra *circulación* se usa a menudo como sinónimo de tránsito, pero aquí le damos un significado ligeramente distinto y es para nosotros *el movimiento de peatones o vehículos por una vía en particular*. Es un concepto más específico que tránsito, que se refiere más al movimiento de grupos de peatones o vehículos que al paso de uno solo de ellos.

Importancia del elemento humano

El conductor, junto con el motociclista, el ciclista y el peatón constituyen el elemento humano activo del tránsito. El elemento humano pasivo es el pasajero, pero como su influencia directa en el tránsito es prácticamente nula, solo se tendrá en cuenta cuando se haga referencia a los vehículos de alta ocupancia y al transporte colectivo.

El elemento humano activo le imprime a la ingeniería de tránsito características especiales que la distinguen de la mayoría de las otras ingenierías. El comportamiento humano ante las medidas del ingeniero de tránsito es mucho más difícil de predecir que los resultados de las acciones del ingeniero estructural, por ejemplo, respecto a los materiales que considera. No solamente las reacciones humanas varían de un individuo a otro, sino que el medio en que viven ejerce influencias significativas en esas reacciones. Ese medio y sus influencias varían geográficamente, y es por esto que procedimientos para caracterizar fenómenos de tránsito o para solucionar sus problemas, que dan buenos resultados en un lugar, pueden producir disparates en otro. Lo mismo se puede decir con respecto a los cambios sociológicos que se producen a través del tiempo.

El conductor

El ingeniero de tránsito debe conocer hasta donde sea posible las características físicas y mentales del conductor, para comprender mejor su papel en el mecanismo del tránsito, a fin de reglamentarlo bien y establecer normas acertadas para diseñar los elementos de la vía cuya instalación, construcción o modificación tengan que ver con el tránsito. El tipo de conductor y las situaciones que interesan al ingeniero de tránsito varían según la naturaleza de la cuestión que tenga entre manos. Si busca una solución que produzca óptimos beneficios al conjunto de conductores habituales y no hay problemas apreciables de seguridad, le interesan el conductor promedio, situaciones esperadas y condiciones normales. Ejemplo: determinación del momento en que una vía utilizada principalmente por viajeros cotidianos va a estar congestionada, para planear mejoras en su capacidad. Si por el contrario la seguridad es un elemento importante y la proporción de conductores no familiarizados con la vía es significativa, entonces le interesarán el conductor deficiente, situaciones inesperadas y condiciones adversas. Ejemplo: señalización de una autopista rural.

Características físicas del conductor

La *tarea de conducir* exige que el conductor (1) *domine* su vehículo; (2) lo *guíe* por la vía a la velocidad que quiera y pueda ir, obedeciendo (esperamos) las reglas del tránsito, y teniendo en cuenta a los peatones y demás vehículos; y (3) *oriente* su vehículo hacia donde quiera ir. Para ello depende grandemente de su experiencia y sus condiciones físicas y mentales.

La *vista del conductor* es uno de los principales factores humanos que debe tener en cuenta el ingeniero de tránsito. El conductor se guía principalmente por sus percepciones visuales y hay que estar seguro que esas percepciones proporcionan al conductor la información que necesita para conducir. Debe distinguir el rumbo de la vía por donde va, la presencia de peatones y otros vehículos, así como señales y semáforos y sus indicaciones, de día y de noche, con tiempo suficiente para poder efectuar los cambios en la dirección y marcha de su vehículo que sean precisos.

Para manejar su vehículo, el conductor depende también de sensaciones acústicas, odoríferas, táctiles, térmicas, musculares y de estabilidad; pero ninguna de ellas resulta tan importante para él como las sensaciones ópticas. La sensibilidad física del conduc

disminuye con su edad, pero como su madurez y experiencia aumentan con ella, éste trata de compensar generalmente sus deficiencias sensoriales con un mayor grado de atención al manejar.

Características mentales: tiempo de reacción

Uno de los factores más importantes en relación con el tránsito es el *tiempo de reacción*, es decir, la rapidez con que puede responder el conductor a circunstancias esperadas o inesperadas. La respuesta del conductor es una reacción a estímulos exteriores y se manifiesta de la manera siguiente:

Los sentidos recogen las impresiones del medio externo que son transmitidas en forma de *sensaciones* al cerebro y médula espinal por medio de los nervios sensitivos. Estas sensaciones pueden provocar reacciones inmediatas por parte del individuo, en forma instintiva sin depender de la voluntad del mismo. A esas reacciones se les llama *actos reflejos*.

Sin embargo, en el caso del conductor la mayoría de sus actos son *voluntarios*, y requieren que las sensaciones de los sentidos sean reconocidas por el sistema cerebro-médula espinal y se conviertan en *percepciones*. Luego, las percepciones deben ser analizadas por un proceso de *intelección* mediante el cual se comparan con experiencias pasadas y se decide lo que hay que hacer. Mientras menos sean las experiencias con que se cuente y haya que hacer más interpretaciones, más larga será la duración de la intelección. Finalmente, una vez terminada la intelección, mediante la *volición* o voluntad de actuar el individuo decide el envío de un mandato determinado a los músculos, a través de los nervios motores.

En la mayoría de los casos, antes que el conductor pueda actuar, debe tener lugar ese proceso de sensación, percepción, intelección y volición, a cuya duración llamaremos, para simplificar, *tiempo de reacción*. Ese tiempo es el que transcurre, por lo tanto, desde que el individuo recibe una impresión, hasta el momento en que empieza a reaccionar respondiendo a esa impresión. El tiempo de reacción depende de muchos factores, tales como las emociones del individuo, y el estado de su sistema sensorial en el momento de recibir la impresión, pero tarda desde menos de un segundo en casos sencillos, hasta cuatro o cinco segundos cuando el proceso de intelección es complicado.

El cansancio, enfermedades, defectos físicos, obscuridad, condiciones del tiempo, y sobre todo, la ingerencia de alcohol y narcóticos, modifican el estado del sistema sensorial del conductor, y por tanto, su tiempo de reacción. También la edad del conductor y sus condiciones físicas en general influyen en su rapidez para reaccionar.

Características mentales: destreza y actitudes

Todos los conductores no manejan del mismo modo, ni aun un mismo conductor maneja siempre igual. Su actuación en la vía está influida poderosamente por dos variables: su *destreza* y sus "*actitudes*".

600

La *destreza* se define como la habilidad, arte o primor con que se hace una cosa y es el grado de desarrollo a donde se ha llegado con respecto a la capacidad o aptitud que se tiene. La destreza del conductor se manifiesta en el mejor dominio del vehículo y la mayor exactitud para apreciar distancias y velocidades. Depende de cualidades propias del individuo, pero también de la manera y a la edad en que éste aprenda a manejar y de su experiencia como conductor. Por eso es que resulta tan importante que se enseñe a conducir con métodos apropiados tan pronto tenga edad para manejar vehículos.

Llamamos *actitud* del conductor a la tendencia, más o menos matizada por la emoción, de reaccionar positiva o negativamente en presencia de un objeto psicológico. Las actitudes del conductor influyen en su comportamiento en la vía y pueden contribuir a que el ambiente vial sea plácido y seguro, u hostil y peligroso.

Las "actitudes" negativas son responsables de que muchos conductores corran riesgos innecesarios, no quieran dejarse adelantar por otros u obstruyan el tránsito sin tener en cuenta a los otros vehículos. Es notorio que a los conductores jóvenes corresponda mayor número de accidentes aunque ellos alcancen mejores calificaciones en las pruebas de destreza.

La actitud, por tanto, influye poderosamente en el *nivel de riesgo* que asume un conductor, es decir, en la cuantía del riesgo a accidentarse que está dispuesto a correr en toda circunstancia, en vías seguras y en vías inseguras. Hay, sin embargo, otros factores que influyen en ese nivel de riesgo tales como la premura por llegar al destino del viaje, el tiempo en que se ha estado conduciendo, preocupaciones y distracciones.

El peatón

Otro componente del elemento humano del tránsito es el peatón. Su influencia en las vías rurales es prácticamente nula, excepto cerca de las poblaciones, pero en las ciudades y especialmente en los distritos comerciales, es un importante factor que complica los problemas de circulación.

El peatón es generalmente más indisciplinado aún que el conductor y no se obliga tan estrictamente a obedecer las leyes del tránsito. No obstante, su falta de protección física lo expone a mayor riesgo cuando tiene que compartir la vía con los vehículos. Por eso un gran porcentaje de las personas muertas en accidentes de tránsito son peatones.

El peatón puede apreciar las condiciones del tránsito con mayor exactitud que el conductor, debido entre otras cosas, a su mejor visibilidad y bastante menor velocidad. Sin embargo, muchos peatones no reconocen las limitaciones de los conductores (especialmente los que no saben manejar) y corren riesgos excesivos al confiar su protección a los conductores en vez de protegerse ellos mismos. Mayores riesgos aún corren los niños y los ancianos; los *primeros* por su inmadurez, poca experiencia y el exceso de energía que los impulsa a correr en situaciones peligrosas, los *segundos* por sus deficiencias físicas, sus reacciones lentas frente a condiciones complejas, y a veces por su testarudez.

En los Estados Unidos los peatones no caminan mucho debido a la superabundancia de vehículos. De acuerdo a Pushkarev y Zupan¹ en ese país los peatones no andan más de kilómetro y medio para ir al trabajo ni más de 800 m para tomar un autobús. La velocidad de marcha media de los peatones sin restricciones es de alrededor de 4.4 km/h o 1.2 m/s, como se observa en la Figura 2-1.

El vehículo

El vehículo es el segundo elemento del tránsito. Las dimensiones y características de funcionamiento de éste son factores básicos para reglamentar el tránsito, diseñar mejoras en vías y proyectar terminales.

Tipos de vehículos y sus características

Aunque es enorme la variedad de vehículos que circulan generalmente por las vías públicas, agruparemos a éstos en cinco tipos fundamentales: (1) automóviles, (2) camiones, (3) autobuses, (4) vehículos de dos ruedas y, (5) otros vehículos

Automóviles. Son vehículos de dos ejes y cuatro ruedas, destinados al transporte de no más de ocho personas o carga ligera. Desde el punto de vista del tránsito este tipo de vehículo comprende los automóviles propiamente dichos y los camiones pequeños, por lo que también se llaman todos ellos *vehículos ligeros*.

Camiones. Denominamos así a los vehículos automotores de más de cuatro ruedas destinados a transportar cargas. Clasificamos a los camiones en *rígidos* y *combinados*.

El *camión rígido* es el que tiene el motor y la parte donde va la carga montados en un mismo chasis. Tiene generalmente dos ejes con seis ruedas, tres ejes y a veces cuatro.

El *camión combinado* consta de una *unidad tractora*, que no puede llevar carga directamente, articulada a un *remolque* o *semirremolque*, o a ambos elementos a la vez. El peso del remolque descansa sobre sus propios ejes mientras que el semirremolque transmite parte de su peso a la unidad tractora. La Figura 2-2 muestra las configuraciones de camiones que se emplean en los Estados Unidos.

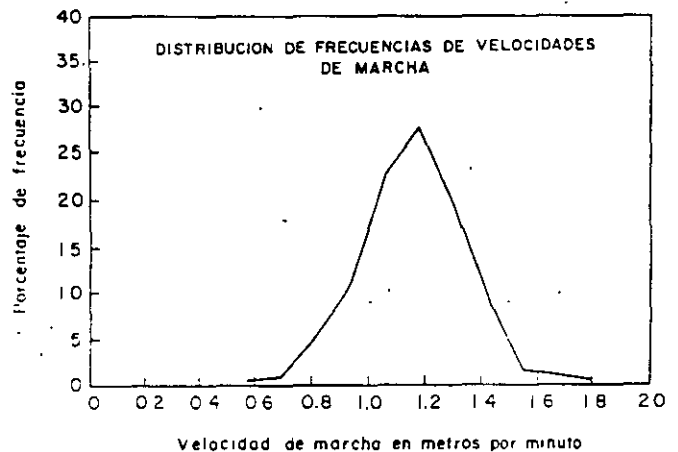


Figura 2-1. Velocidades de marcha de peatones sin restricciones en los Estados Unidos

¹ B. Pushkarev y J. M. Zupan, *Urban Space for Pedestrians* (Cambridge, MA, MIT Press, citado por Robert Dewar en *Traffic Engineering Handbook*, ed. James L. Paine (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1992), 19.

Autobuses. Son vehículos destinados al transporte de más de 15 personas. La mayoría de ellos tienen dos o tres ejes pero hay autobuses articulados para el transporte urbano que tienen más ejes. Aunque hay muchas clases de autobuses, su clasificación principal, desde el punto de vista del tránsito, es entre autobuses urbanos e interurbanos. En la categoría de los autobuses incluimos los trolebuses, cuyo medio de propulsión es la energía eléctrica captada de cables aéreos, aunque ya van desapareciendo del paisaje urbano.

Vehículos de dos ruedas. Son vehículos ligeros para transportar generalmente una o dos personas. Entre ellos distinguimos las bicicletas sin motor o con él, las motonetas y las motocicletas. En muchos países en vías de desarrollo, y especialmente en las ciudades, llegan a constituir el tipo de vehículo más numeroso. Los problemas de tránsito que crean son distintos a los de las corrientes vehiculares de vehículos de cuatro ruedas características de países más desarrollados.

Otros vehículos.

Vehículos para transportar más pasajeros que el automóvil y menos que el autobús, que reciben nombres muy variados de acuerdo a las diferencias en sus características y el medio

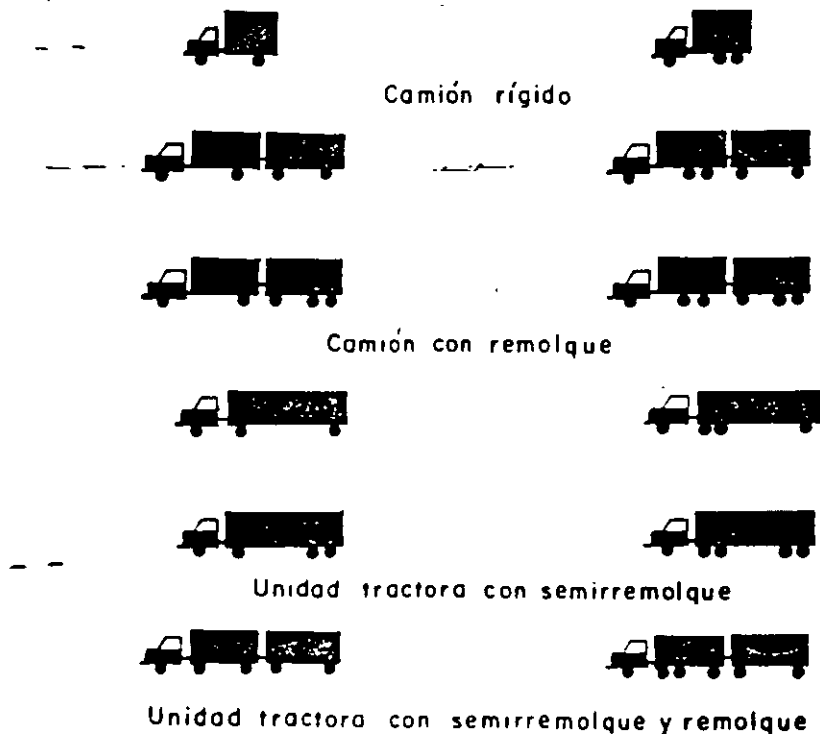


Figura 2-2. Configuraciones de camiones usadas en los Estados Unidos
 FUENTE: Institute of Transportation Engineers. *Technical Council Information Report* (Washington, D.C., 1977). É tomado de Reference 8

geográfico donde se encuentran. Así tenemos *furgonetas, minibuses, microbuses, busetas, combis, etc.*

Vehículos para circular por terrenos irregulares como los *camperos*. Su campo principal de acción son los caminos sin pavimentar, donde el tránsito es muy escaso, pero también irrumpen en las carreteras pavimentadas con tránsito intenso. Suelen ser vehículos de cuatro ruedas que desarrollan velocidades algo menores que los destinados a vías pavimentadas.

Vehículos sobre rieles, que no interesan mucho al ingeniero de tránsito, pues circulan casi siempre por vías particulares, aunque sus "invasiones" de la vía pública en ciertos cruces pueden crear problemas bastante complicados. De ellos, los que se mezclan con el tránsito público son los tranvías, vehículos característicos de la primera mitad del Siglo XX que estuvieron a punto de desaparecer por completo, pero en algunas ciudades han sido resucitados, modernizados, acoplado unos con otros, y rebautizados con el nombre de *ferrocarriles ligeros*.

Vehículos recreativos, que son muy heterogéneos, pues comprenden desde pequeñas furgonetas especiales hasta grandes casas rodantes. Aunque muchos de ellos se parecen a los autobuses y camiones y, en general, funcionan como ellos, los manejan conductores no profesionales, cuyo comportamiento en la vía a veces deja mucho que desear.

Vehículos de tracción animal que aún no han desaparecido por completo de las vías públicas, pues todavía son numerosos en algunas regiones. Los tirados por caballos desarrollan velocidades comprendidas entre 3 y 10 kilómetros por hora, que son demasiado lentas comparadas con las de los vehículos motorizados, por lo que constituyen un estorbo a la circulación de estos últimos

Tabla 2-1
Características principales de automóviles, camiones y autobuses*

Característica	Automóviles		Camiones rígidos		Camiones combinados		Autobuses	
	min	max	min	max	min	max	min	max
Ancho (m)	1.6	2.0	-	2.6	-	2.6	-	2.6
Largo total (m)	3.6	5.6	4.0	13.0	15.0	30.0	7.0	18.0
Altura (m)	1.2	1.7	2.1	4.4	2.1	4.4	2.1	4.4
Peso del vehículo cargado (kg)	700	2 000	5 000	30 000	15000	50000	7000	17000
Potencia nominal (cv)	20	210	70	350	149	500	100	220
Rel. peso/potencia (kg/cv)	12	50	50	200	60	350	30	180
Capacidad (personas o kg)	2	7	5000	10 000	8000	35000	15	60

NOTA: Estos valores necesitan actualizarse

Dinámica del vehículo automotor

A este vehículo se le llama así porque lo mueve generalmente un motor de combustión interna. Este motor convierte la energía química de una mezcla de combustible y aire en la energía mecánica necesaria para mover el vehículo.

Potencia del motor

Según la dinámica, potencia es el *trabajo* que se produce en la unidad de tiempo, y trabajo es el producto de una *fuerza* por la *distancia* que ésta mueve su punto de aplicación. Así es que:

$$\text{potencia} = \frac{\text{fuerza} \times \text{distancia}}{\text{tiempo}}$$

pero

$$\text{velocidad} = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}}$$

por lo tanto:

$$\text{potencia} = \text{fuerza} \times \text{velocidad}$$

La unidad métrica de potencia usada mucho en la América Latina es el *caballo de vapor o de fuerza (cv)*, que es la potencia necesaria para levantar 75 kg de peso a un metro de altura cada segundo. En los Estados Unidos se utiliza el "*horsepower (HP)*", que equivale a 1.0139 cv. Como la diferencia entre las dos unidades es inferior a la precisión con que se conoce generalmente la potencia de los vehículos, aquí emplearemos la denominación *caballo*, el símbolo cv, para indicar indistintamente el caballo de vapor o el "horsepower".

La *potencia nominal o bruta* de un motor es la potencia máxima que dan los fabricantes y se obtiene en el "banco de prueba" directamente del motor nuevo, a 20° C, y al nivel del mar. La *potencia efectiva o neta* es la potencia máxima que entrega el motor instalado en el vehículo para la propulsión del mismo en condiciones normales de funcionamiento, pero éste rara vez funciona con su potencia máxima. La diferencia entre la potencia bruta y la neta es causada (1) por los elementos instalados en el vehículo que debe también accionar el motor, tales como ventiladores, generadores, etc. (2) la altitud y temperatura, (3) el envejecimiento del vehículo por desgaste de sus piezas, y (4) el trato y conservación dado al mismo. Según Harwood², en los Estados Unidos, esas pérdidas de potencia en automóviles constituyen como un 50% de la potencia bruta, y en camiones, alrededor del 10%. La Federación de Camioneros de la República Argentina estima que las pérdidas de potencia en camiones deben representar de un 18% al 20% de su potencia bruta³. Mendoza⁴ y Jiménez⁴ hallaron

² Douglas W. Harwood, "Traffic and vehicle operating characteristics", *Traffic Engineering Handbook*, red. James L. Pline (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, 1962), 48.

³ Alfonso de la Torre y otros, "Estudio de un método matemático para determinar la velocidad media de los vehículos pesados del parque automotor argentino (San Juan)", A. J. de la Universidad Nacional de San Juan, Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña, 1989), AB.

⁴ Alberto Mendoza Díaz y Eusebio Jiménez Sánchez, "Desarrollo de normas para el proyecto del tercer carril de ascenso en carreteras de dos carriles, Fase Relación peso-potencia-velocidad y relación potencia-carga en México", Publicación Técnica No. 26 del Instituto Mexicano del Transporte, (Querétaro, México: IMT, 1987), 47.

que la pérdida de potencia de camiones circulando por las carreteras mexicanas es del orden de un 15%.

El motor de combustión interna convierte la fuerza lineal de la expansión de los gases en sus émbolos, en momento torsional o *par motor* para hacer girar un eje motor, pero la potencia que se entrega a ese eje depende no solamente del valor de ese par motor, sino también de la velocidad con que gira el eje. Esa velocidad la regula el conductor oprimiendo más o menos el acelerador del vehículo, que determina la cantidad de combustible que se alimenta al motor. De este modo el conductor puede incrementar la potencia que desarrolla el motor haciendo aumentar la velocidad de rotación del eje motor; pero a partir de cierto valor óptimo de esta velocidad, la potencia disminuye. Por otra parte, el par motor alcanza su valor máximo a velocidades de rotación inferiores a las correspondientes a la máxima potencia. Por ejemplo, un automóvil mediano puede alcanzar su máxima potencia a 5,200 revoluciones por minuto (rpm), mientras que el par motor máximo se desarrolla a 4,000. Velocidades de rotación de 1,000 a 6,000 rpm son comunes.

Ruedas motrices

A los vehículos de tracción animal los impulsa la acción de apoyo, sobre la superficie de rodadura, de las patas de la bestia que tira de ellos, y las ruedas giran libremente. En cambio la propulsión de los vehículos automotores la proporciona la rotación, causada por el motor, de *ruedas motrices* que se agarran de la superficie.

El motor hace llegar su energía mecánica en forma de par motor a las ruedas motrices mediante la *transmisión*, que no solamente transfiere la rotación del eje motor a las ruedas, sino que cambia la velocidad de esa rotación mediante la aplicación de distintas *marchas*. Como potencia es fuerza por velocidad, a menor velocidad de rotación de las ruedas (con la misma velocidad del eje motor) corresponderá más fuerza en las ruedas y viceversa. Sin embargo, el aumento en fuerza en marchas bajas se reduce algo por una disminución de potencia debido a un menor rendimiento de la transmisión en esas marchas. A la relación entre la velocidad de rotación del eje motor y de las ruedas motrices se llama *reducción de marcha*. Para un vehículo de cuatro marchas ésta puede ser aproximadamente de 3 en marcha directa a 10 en primera marcha.

Con esos antecedentes y aplicando principios de cinemática, podemos decir que la velocidad lineal con que hace avanzar el vehículo una rueda motriz esta dada por:

$$V = 0.06 \frac{\pi D w}{k} \quad (2.1)$$

donde: V = velocidad del vehículo (km/h)
 D = diametro de la rueda motriz (m)
 w = velocidad de rotacion del eje motor, (rpm)
 k = reduccion de marcha

69

Como indican De la Torre y otros⁵ la fuerza tractora en las ruedas motrices será igual potencia neta del motor dividida entre la velocidad del vehículo, corregida por un factor que expresa el rendimiento de la transmisión:

$$F_t = 270 \frac{\phi N}{V} \quad (2.2)$$

donde: F_t = fuerza tractora en las ruedas motrices (kg)
 N = potencia neta del motor utilizada (cv)
 V = velocidad del vehículo (km/h)
 ϕ = rendimiento de la transmisión = $1 - 0.02 \times$ número de cambios de marcha desde la marcha directa (la 4ª si hay 4)

Esta ecuación expresa simplemente la relación física entre fuerza, velocidad y potencia, pero hay que tener en cuenta que potencia es la potencia utilizable correspondiente a la velocidad de rotación del eje motor que responda a la actuación del conductor.

EJEMPLO: Un camión rígido con potencia neta de 125 cv y caja de velocidades de 8 marchas va subiendo una larga pendiente del 3% en recta, en la sexta marcha, utilizando toda su potencia neta (aunque no el par motor máximo) y a una velocidad constante de 50 km/h. Un automóvil con potencia neta de 25 cv, ruedas de 0.60 m de diámetro y cuatro marchas, sigue al camión en cuarta marcha a la misma velocidad, pues no lo puede adelantar por falta de visibilidad, aunque su conductor no está usando la potencia plena del motor. Estimemos la fuerza tractora máxima en las ruedas motrices del camión.

El rendimiento de la transmisión del camión sería de $1 - 0.02 \times (8 - 6) = 0.96$. Por la Ecuación (2.2), la fuerza tractora en las ruedas motrices del camión es de 648 kg.

Estimemos ahora el número de revoluciones a que está girando el eje motor del automóvil. Para ello despejemos w en la Ecuación 2.1, teniendo en cuenta que el automóvil va en marcha directa ($k = 3$). El valor calculado de w es de 1326 rpm. Si conociéramos la función que vincula la potencia que desarrolla el motor con la velocidad de rotación de su eje motor, podríamos conocer la potencia que está entregando a las ruedas motrices y por la Ecuación 2.2, la fuerza tractora en estas ruedas; pero como no conocemos esa función, debemos estimarla de otra manera, como se expone más adelante.

Funcionamiento de la rueda motriz

Las ruedas del vehículo se apoyan en la superficie de rodadura, pero el vehículo en sí descansa sobre los ejes de las ruedas; por lo tanto, el avance de estos ejes representa el avance del vehículo. Como se ha dicho, la potencia del motor se transmite mediante un par de fuerzas que se denomina par motor y que se manifiesta en distintas formas. En una rueda motriz, cuando el vehículo avanza, el par motor puede representarse por un par de fuerzas

⁵ De la Torre y otros, *Ajuste de un modelo matemático*, A16.

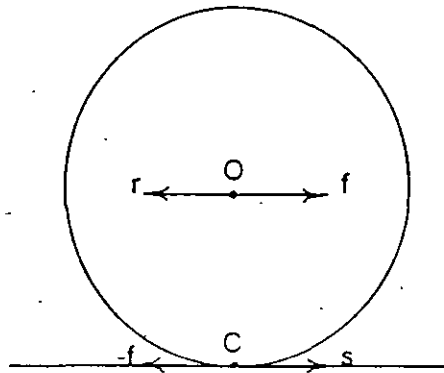


Figura 2.3 Fuerzas que intervienen en el movimiento de la rueda motriz

iguales que actúan en sentidos opuesto: una fuerza tractora f aplicada al eje (O), que va en sentido del movimiento del vehículo, y otra fuerza $-f$, de igual magnitud, pero de sentido contrario, que se aplica al punto de contacto (C) de la rueda con la superficie de rodadura. Ambas fuerzas son paralelas a esta superficie y en condiciones normales, en un vehículo de dos ruedas motrices, la magnitud de estas fuerzas es la mitad de la fuerza tractora total, F_t .

Cuando hay agarre entre la rueda y la superficie de rodadura, a la fuerza $-f$ se opone una fuerza de reacción s igual y de sentido contrario que la neutraliza. Entonces el punto C se convierte en un punto de apoyo y centro de giro instantáneo de la rueda, que permite que la fuerza f actúe sobre el eje para hacer avanzar el vehículo sobre la vía. Para que la fuerza $-f$ pueda ser contrarrestada es preciso que el agarre, es decir, la resistencia al deslizamiento o rozamiento de la superficie de rodadura, s , no sea menor que $-f$. En caso contrario la rueda patinará contra la superficie y no se desarrollarán fuerzas f que hagan avanzar al vehículo. El par motor simplemente hará girar la rueda cuya llanta rozará con la superficie de rodadura, sin avanzar, convirtiendo la energía mecánica que transmite el par en energía calorífica que se disipa.

Aunque haya agarre entre la rueda y la superficie de rodadura, para que el vehículo avance se requiere que la fuerza F_t (de tracción de todas las ruedas motrices) sea igual o mayor que una serie de resistencias que se oponen a la traslación del vehículo, a cuya suma denominaremos R . Estas resistencias se describen en la sección siguiente.

Si llamamos r a la parte de la resistencia R correspondiente a una rueda motriz, para que la rueda motriz cumpla su cometido es necesario que $s = f \geq r$.

Resistencias al avance del vehículo

Las resistencias principales que debe vencer el vehículo para avanzar son: (1) la inercia del vehículo, (2) la resistencia a la rodadura, (3) la del aire, (4) la debida a las pendientes de la vía, y (5) la que oponen las curvas. Las pendientes actúan como fuerza retardante solamente cuando son ascendentes pues las descendentes ayudan el movimiento del vehículo.

Inercia del vehículo La inercia es la resistencia que ofrece todo cuerpo a la alteración de su estado de reposo o movimiento. Por lo tanto, para poner en marcha un vehículo o variar su velocidad hay que vencer su inercia. Esta depende de la masa (peso/aceleración de la gravedad) del vehículo y de su aceleración. Según los principios de la dinámica, está dada por:

$$R_i = \frac{Pa}{g} \quad (2)$$

donde: R_i = resistencia a la inercia (kg)
 P = peso del vehículo (kg)
 a = tasa de aceleración (m/s²)
 g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Resistencia a la rodadura. Es la que es necesario contrarrestar para mantener el movimiento de un vehículo a una velocidad constante, después de haberse neutralizado la inercia. Hay numerosos factores que inciden en esta resistencia; entre ellos, el peso del vehículo, su velocidad, irregularidades de la superficie de rodadura, rozamientos internos del vehículo, presión de inflado de las llantas y su estado, etc. Cuando las velocidades no son mayores de 100 km/h puede aproximarse por la expresión:

$$R_r = rP \quad (2.4)$$

donde: R_r = Resistencia a la rodadura (kg)
 r = Coeficiente de resistencia a la rodadura (Véase la Tabla 2-2)
 P = Peso del vehículo (kg)

Resistencia del aire. Se debe a la oposición que presenta la masa de aire al movimiento del vehículo, al rozamiento del aire contra las superficies del mismo y al vacío parcial que se produce detrás del vehículo. Depende de la velocidad del vehículo, del área del vehículo transversal a su desplazamiento, de la forma del vehículo, de la altitud y temperatura, etc. Se puede obtener un valor aproximado de esa resistencia aplicando la expresión simplificada siguiente:

$$R_a = 0.0386\rho CAV^2 \quad (2.5)$$

Tabla 2-2
 Coeficientes de resistencia a la rodadura, r ,
 por tipo de vehículo y superficie

Superficie de rodadura	Tipo de vehículo	
	Automóviles	Camiones y autobuses
Pavimento en buen estado	0.02331	0.01386
Pavimento en mal estado	0.02525	0.01544
Afirmado en buen estado	0.02440	0.01584
Afirmado en mal estado	0.03020	0.01727

FUENTE: Análisis de datos de una investigación de Brasil-UNDP-Banco Mundial citado en Thawat Watanatada, Ashok M. Dhareshwar y Paulo Roberto S. Rezende Lima, *Vehicle speeds and operating costs Models for road planning management*. Publicación del Banco Mundial, (Baltimore y Londres: The John Hopkins University Press, 1987), 39.

donde: R_a = resistencia del aire (kg)

ρ = densidad de la masa de aire (kg masa/m³) que se puede estimar por $0.125(1 - 2.26 \times \text{altitud (m)} \times 10^{-5})^{4.2256}$

C = coeficiente aerodinámico (adimensional) que según Gotz⁷ es de 0.3 a 0.5 para automóviles, de 0.5 a 0.8 para autobuses y de 0.7 a 1.1 para camiones

A = área transversal del vehículo (m²) que suele ser de 1.5 a 2.5 m² en automóviles y entre 5 y 8 m² en camiones

V = velocidad relativa entre el vehículo y el aire (km/h)

Al nivel del mar la Ecuación 2.5 se convierte en:

$$R_a = 0.00482CAV^2 \quad (2.6)$$

Resistencia debida a las pendientes. En las ascendentes el vehículo debe vencer la fuerza de la gravedad, pero esta misma fuerza ayuda a su movimiento en las descendentes. Su valor, expresado como componente del peso del vehículo en dirección a la superficie de rodadura es:

$$R_p = PI \quad (2.7)$$

donde: R_p = Resistencia a la pendiente (kg)

P = Peso bruto del vehículo (kg)

I = Inclinación de la pendiente (tanto por uno)

Resistencia debida a la curvatura. Se trata de la de la oposición de las curvas de la vía al cambio de dirección del avance del vehículo y se ejerce mediante el contacto entre las ruedas delanteras y la superficie de rodadura. Depende principalmente de la velocidad del vehículo, pues mientras más rápidamente avance el vehículo mayor será su cambio de dirección por unidad de tiempo. Se puede estimar por la siguiente expresión adaptada de Harwood⁸:

$$R_c = 0.5 \frac{0.772V^2P}{gR} \quad (2.8)$$

donde: R_c = resistencia debida a la curvatura (kg)

V = velocidad del vehículo (km/h)

P = peso bruto del vehículo (kg)

⁶ A. D. St John y D. R. Kobayashi, *Grade effects on traffic flow stability and capacity*, National Cooperative Highway Research Program Report 185 (Washington, D.C.: Transportation Research Board, 1978), citado sin página por Thawat Watanatada, Ashok M. Dhareshwar y Paulo Roberto S. Rezende, Lima, *Vehicle speeds and operating costs. Models for road planning and management*, publicación del Banco Mundial, (Nueva York y Londres: The John Hopkins University Press, 1987).

⁷ H. Gotz "Commercial Vehicles" en *Aerodynamics of Road Vehicles*, ed. W. H. Hucho (Londres: Butterworth, 1987), citado sin página por J.Y. Wong, *Theory of ground vehicles*, 2a ed. (New York: Wiley, 1993), 187.

⁸ Harwood, "Traffic and vehicle operating characteristics", *Traffic Engineering Handbook*, 35.

A la suma de todas esas resistencias le llamamos R y, por lo tanto:

$$R = R_f + R_r + R_a + R_p + R_c \quad (2.9)$$

El motor del vehículo debe tener potencia necesaria para desarrollar una fuerza tractora (F_t) que pueda vencer todas las resistencias (R) que se opongan a su movimiento. Si F_t máxima es mayor que R , entonces el exceso de fuerza tractora podrá usarse para acelerar el vehículo. Si F_t máxima es igual a R , el vehículo podrá continuar su marcha a la velocidad que va. Si F_t máxima es menor que R , el vehículo tendrá que reducir su velocidad para desarrollar mayor fuerza tractora o en último caso, detenerse.

EJEMPLO: Recordemos algunas características de los vehículos del ejemplo anterior y añadamos otras:

Se dijo que los vehículos estaban subiendo por una larga pendiente del 3% en tramo recto. El camión estaba usando toda su potencia, mientras que el automóvil usaba

	Camión	Automóvil
Potencia neta (cv)	125	35
Velocidad (km/h)	50	50
Peso bruto (kg)	12,500	1,050
Area frontal (m ²)	8	2.5
Fuerza tractora (kg)	648	?

una potencia inferior a la máxima cuyo valor desconocemos, por lo que no pudimos calcular la fuerza tractora que desarrolla con la Ecuación 2.2. Agregaremos que la vía está pavimentada, con pavimento en buen estado y que se encuentra cerca del nivel mar.

Queremos calcular primero las resistencias al avance de los vehículos por rodadura, aire y pendiente. Como los vehículos se encuentran en movimiento a velocidad constante no hay resistencia por inercia, y como el tramo es recto, no hay curva que restrinja el movimiento. Aplicando las ecuaciones correspondientes a los datos que tenemos, encontramos los resultados que muestra la tabla siguiente.

Ya que la fuerza tractora del camión que se había calculado (648 kg) es prácticamente igual a la resistencia total al avance (645 kg), eso quiere decir que hay equilibrio entre fuerza y resistencia, y el camión avanzará a una velocidad constante (50 km/h).

Resistencia	Camión	Automóvil
Rodadura, R_r (Ec 2.4)	173 kg	24 kg
Aire, R_a (Ec 2.5)	97 kg	15 kg
Pendiente R_p (Ec 2.7)	375 kg	32 kg
Resistencia total	645 kg	71 kg

Ahora bien, si la resistencia al movimiento del automóvil es de 71 kg y este vehículo va a una velocidad constante, aquí también habrá equilibrio entre fuerza y resistencia, y la fuerza tractora de las ruedas motrices del automóvil *deberá estar muy cerca de los 71 kg.*

Es necesario advertir que estos ejemplos son simplemente ilustrativos y constituyen aproximaciones rudimentarias a la realidad. Las ecuaciones que empleamos son simplificaciones de los fenómenos que representan y hay muchos factores y relaciones que no se han tenido en cuenta, tales como lo relativo a las masas de los elementos rotatorios.

Relación peso/potencia

La relación peso/potencia es útil para conocer la capacidad operativa de los vehículos. Ya se ha visto que el peso de los vehículos es un factor que interviene en todas las resistencias que se oponen a su avance, excepto la del aire. Sin embargo, en los casos más críticos, cuando las resistencias hacen reducir grandemente la velocidad del vehículo, la resistencia del aire no es importante. Por otra parte, la fuerza tractora máxima que pueden ejercer las ruedas motrices de los vehículos está relacionada con la potencia neta máxima del motor.

La relación peso/potencia la calculamos aquí dividiendo el peso bruto del vehículo cargado en kg entre la potencia neta del motor en cv (kg/cv). Hay quien calcula el inverso de esta relación (potencia/peso) expresada en vatios (o watts) por kilogramo (W/kg). La equivalencia de esta unidad con kg/cv es:

$$\text{Número de } kg / cv = \frac{736}{\text{número de } W / kg}$$

En los países donde se utiliza el sistema de medidas inglés se define esa relación en términos de lbs/HP, cuya equivalencia con kg/cv es:

$$\text{Número de } kg / cv = 0.447 \times \text{número de } lbs / HP$$

No es fácil calcular con exactitud la relación peso /potencia de los vehículos, especialmente la de los camiones. En primer lugar, si bien se puede hallar con relativa facilidad la potencia bruta o nominal de un camión, no se conoce bien el valor de los factores que transforman esa potencia en potencia neta o efectiva. En segundo lugar, el peso de la carga del camión puede ser tan grande como el peso del vehículo vacío y esa carga es muy variable. El camión puede estar vacío, medio cargado, cargado totalmente, sobrecargado, etc. y el peso específico de la carga puede variar ampliamente.

Como los vehículos pesados funcionan utilizando una mayor proporción de la potencia máxima que los livianos, en aquéllos la relación peso/potencia resulta más importante que en éstos. En los países desarrollados, donde el salario del camionero es elevado y el precio de los vehículos relativamente barato, se tiende a utilizar vehículos más nuevos y costosos, con relaciones peso/potencia bajas, a fin de que desarrollen velocidades más altas y puedan realizar recorridos más largos por día. En cambio, en los países en vías de desarrollo, donde las condiciones son opuestas, la tendencia es al contrario y abundan los camiones con bajas relaciones peso/potencia. En la Tabla 2.3 se presentan relaciones peso/potencia representativos de varios tipos de vehículos.

Tabla 2.3
Valores típicos de relaciones peso/potencia

Tipo de vehículo	Relación peso/potencia en kg/cv	
	Valor mínimo	Valor máximo
Automóvil	10	30
Autobus	30	180
Camión rígido	50	200
Camión combinado	60	350

Aceleración, deceleración y frenado

Aceleración

Como se ha visto, la diferencia entre la fuerza tractora que puede desarrollar un vehículo y la que se consume en vencer la resistencia total a su avance, es la fuerza que queda disponible para acelerar. La aceleración que puede imprimir esa fuerza al vehículo, es, según los principios de la dinámica:

$$\text{aceleración} = \frac{\text{fuerza disponible}}{\text{masa del vehículo}}$$

La masa del vehículo es su peso bruto dividido entre la aceleración de la gravedad. En sistema métrico la ecuación de la aceleración se transforma en:

$$a = \frac{gF_d}{P} \quad (2.10)$$

donde: a = aceleración (m/s^2 o $km/h/s$)
 g = aceleración de la gravedad al nivel del mar ($9.81 m/s^2$ o $35.32 km/h/s$)
 F_d = fuerza disponible (kg)
 P = peso del vehículo (kg)

EJEMPLO: En el que se va desarrollando se ha escogido un automóvil, con p bruto de 1050 kg, potencia de 35 cv y relación peso/potencia de 30. Este automóvil detrás de un camión a 50 km/h porque no podía adelantarlo, pero tenía suficiente potencia para desarrollar una velocidad más alta. Supongamos que las condiciones de la vía no han variado, excepto que ahora hay visibilidad suficiente para adelantar, y el conductor del automóvil, impaciente por estar siguiendo al camión, quiere acelerar a plena potencia y dejar atrás el molesto impedimento.

El automovilista aplica la potencia máxima de 35 cv de su vehículo y queremos conocer la fuerza tractora en las ruedas motrices que corresponde a esa potencia. Empleando la ecuación 2.2 con $\phi = 1$, $N = 35$ y $V = 50$ km/h obtenemos una fuerza tractora en las ruedas motrices de 189 kg, es decir, 118 kg adicionales después de vencer las resistencias de 71 kg que se oponían al avance del vehículo. Para ver qué aceleración producirán esos 118 kg en un vehículo de 1.050 kg de peso bruto, aplicamos la ecuación 2.10 y obtenemos una aceleración inicial de:

$$a = \frac{9.81 \cdot 118}{1050} = 1.10 m/s^2 = 4.0 km/h/s$$

Esa aceleración irá disminuyendo porque el aumento en velocidad provoca (1) una disminución en la fuerza tractora total (vease la Ecuación 2.2), y (2) un incremento en la resistencia al avance del vehículo al aumentar la resistencia del aire (vease la Ecuación

2.5). Si no varían las condiciones y el automovilista sigue obstinadamente generando plena potencia, esas circunstancias terminarán por reducir la aceleración a cero, cuando el automóvil alcanzaría teóricamente su máxima velocidad sostenida. En ese momento las resistencias equilibrarán de nuevo la fuerza tractora.

Para hallar aproximadamente esa velocidad máxima haremos uso del equilibrio de fuerza y resistencia y de las Ecuaciones 2.2 y 2.5. Entonces podemos escribir:

$$F_t = R_s + R_r + R_p$$

$$270 \frac{\phi N}{V} = 0.003856V^2 + R_r + R_p$$

Haciendo $\phi = 1$, $N = 35$, $R_r = 24$, $R_p = 32$; quitando el denominador y ordenando términos, queda la siguiente ecuación de tercer grado en V:

$$0.006025V^3 + 56V - 9,450 = 0$$

que nos da un valor de aproximadamente 90 km/h para la velocidad máxima cuando la resistencia contrarresta la potencia.

Para ver cuánto tiempo se tarda el vehículo en alcanzar esa velocidad, suponiendo que la aceleración disminuye uniformemente desde su valor de 4.0 km/h/s a cero; por cinemática se tiene:

$$\text{tiempo} = \frac{\text{cambio de velocidad}}{0.5 \times \text{aceleración}} = \frac{90 - 50}{0.5 \times 4.0} = 20 \text{ s}$$

y el espacio recorrido suponiendo movimiento uniformemente retardado a una velocidad media entre 50 y 90 km/h expresada en m/s.

$$\text{espacio} = \frac{(50 + 90) \times 20}{2 \times 36} = 388.9 \approx 390 \text{ m}$$

Si la rasante hubiera cambiado a horizontal cuando el automóvil adelantó al camión, no habría resistencia por pendiente y la fuerza disponible para acelerar se hubiese incrementado por el valor de esta resistencia alcanzando $118 + 32 = 150$ kg. La aceleración inicial para un vehículo de 1050 kg de peso habría sido:

$$a = \frac{9.81 \cdot 150}{1050} = 1.4 \text{ m/s}^2 = 5.0 \text{ km/h/s}$$

En el ejemplo anterior también se ha simplificado mucho la realidad y sus resultados no necesariamente corresponden a los de circunstancias reales, aunque se aproximan a ellos.

* También la resistencia a la rodadura aumenta con la velocidad, pero en la ecuación (2.4) que se usa aquí se desprecia ese aumento.

Aparte de la relación entre las distintas variables, se quiere ilustrar aquí la influencia que tiene la relación peso/potencia en la velocidad de los vehículos en vías rurales. Un camión de 100 kg por cv desarrolla una velocidad de sólo 50 km/h en una pendiente del 3 %, donde un automóvil de 30 kg por cv alcanza una velocidad de 90 km/h. En pendientes más empinadas, donde las velocidades son más bajas y la resistencia del aire no es tan fuerte, la diferencia entre las velocidades de esos vehículos sería mayor.

La Tabla 2.4 presenta valores de aceleraciones máximas que se aproximan más a la realidad, pero corresponden a vehículos norteamericanos que en general tienen relaciones peso/potencia inferiores a las de los vehículos que predominan en la América Latina. De todos modos, estos valores sirven para apreciar la relación que hay entre las características operativas de automóviles y camiones.

EJEMPLO: Supongamos que un camión está a la cabeza de una cola de vehículos detenidos en una vía urbana ante la luz roja de un semáforo en los Estados Unidos. El camión tiene una relación peso/potencia de 50 kg/cv, mientras que un automóvil que está detrás de él tiene una relación de 12. La luz roja cambia a verde y los vehículos arrancan. Si se supone que su movimiento es uniformemente acelerado (que no lo es), de acuerdo con los valores de la Tabla 2-4, el camión con una aceleración máxima de 0.6 m/s^2 necesitaría como mínimo 19 segundos [$40 \div (0.6 \times 3.6)$] para alcanzar una velocidad razonable de 40 km/h. El automóvil que va detrás, con una aceleración máxima de 2.6 m/s^2 puede desarrollar esa velocidad en cuatro segundos [$40 \div (2.6 \times 3.6)$], pero como sigue al camión demora los mismos 16 segundos que tarda éste; por tanto, experimenta una demora innecesaria de 12 segundos en el arranque.

Este ejemplo muestra las ineficiencias que produce la mezcla de vehículos de distintas relaciones peso/potencia en medio urbano debido a las diferencias en las *aceleraciones*. En el anterior se mostró que, en medio rural, esas ineficiencias se deben principalmente a diferencias entre *velocidades*.

Excepto en casos de necesidad, rara vez se usan las tasas de aceleración máximas, pues son incómodas para los ocupantes de los vehículos, especialmente para pasajeros que van de pie en autobuses, y castigan mucho al vehículo. La Tabla 2-5 presenta aceleraciones normales típicas para automóviles en los Estados Unidos.

Deceleración y frenado

Si el conductor de un vehículo deja de alimentar combustible a su motor, la fuerza tractora en la ruedas motrices será nula. Sin embargo el vehículo continuará avanzando en virtud de su inercia, pero a su movimiento se oponerán las resistencias a la rodadura, del aire, y las debidas a la pendiente y curvatura si existen. También el motor y su transmisión ejercen otras resistencias al avance del vehículo. Si no hay pendiente descendente, todas estas resistencias terminan por detener el vehículo, pero a una tasa de deceleración muy baja, excepto si el vehículo va a altas velocidades cuando la resistencia del aire (que aumenta con el cuadrado de la velocidad) es muy grande. Cuando se aplican los frenos a un vehículo, se ejerce una fuerza retardante contra tambores o discos solidarios con las ruedas del vehículo.

Tabla 2-4
Aceleraciones máximas de vehículos norteamericanos para incrementos especificados de velocidad

Tipo de vehículo	Relación peso/potencia kg/cv	Tasas de aceleración máximas típicas en rasante horizontal (m/s ²)				
		0 - 20 km/h	20 - 40 km/h	40 - 60 km/h	60 - 80 km/h	80 - 100 km/h
Automóvil	12	2.7	2.5	2.2	1.9	1.7
	14	2.2	2.1	1.8	1.6	1.4
	16	2.0	1.8	1.6	1.3	1.2
Camión	50	0.7	0.5	0.5	0.1	0.1
	100	0.5	0.4	0.3	0.1	0.1
	150	0.4	0.4	0.2	0.1	-
	200	0.4	0.3	0.2	-	-

FUENTE: Basada en las Tablas 2-7 y 2-8 de Harwood, Capítulo 2 del *Traffic Engineering Handbook*, 1992, 37

que disminuyen su velocidad de rotación. Entonces las ruedas no puede girar a la velocidad que requiere la inercia del vehículo, y su agarre contra la superficie de rodadura produce una fuerza de reacción tangente a la rueda y opuesta a la marcha del vehículo que se opone a la fuerza de inercia y retarda el avance del vehículo. Veamos todo esto desde el punto de vista de la dinámica.

Tabla 2-5
Aceleraciones y deceleraciones normales de automóviles norteamericanos para incrementos dados de velocidad

	Tasas normales (m/s ²)				
	0-20 km/h	20-40 km/h	40-60 km/h	60-80 km/h	80-100 km/h
Aceleraciones	1.5	1.5	1.5	1.2	0.8
Deceleraciones	2.4	1.9	1.6	1.5	1.5

FUENTE: Basada en la Tabla 6-47 de Alexander French "Vehicle operating characteristics", Capítulo 6B del *Transportation and Traffic Engineering Handbook* 2a ed red Wolfgang S. Homburger, (Englewood Cliffs, New Jersey Prentice-Hall, Inc., 1982), 168 French obtuvo los datos para esta tabla del National Cooperative Highway Research Program que produjo el Informe 111, P. Claffey, *Running costs of motor vehicles as affected by road design and traffic*, (Washington D.C. Highway Research Board, 1971) Los datos de la tabla no están en el informe

Energía es la capacidad para realizar un trabajo (fuerza × distancia). Cuando un cuerpo está en movimiento, la energía cinética que contiene es

$$\text{Energía cinética} = \frac{1}{2} \cdot \text{masa} \times \text{velocidad}^2$$

Si al avance del vehículo se opone una fuerza que lo hace detenerse, entonces la energía que contrarrestará la energía cinética del vehículo será el producto de esa fuerza por la distancia que recorre el vehículo antes de parar (trabajo). Si esa fuerza es la de frenado, y expresamos la masa del vehículo por el cociente entre su peso y la aceleración de la gravedad, podemos escribir:

$$F_f = \frac{PV^2}{2Dg} \quad (2.11)$$

donde: F_f = fuerza de frenado
 P = peso del vehículo
 V = velocidad del vehículo
 D = distancia de frenado
 g = aceleración de la gravedad

Esa fuerza de frenado es precisamente la reacción que produce el agarre de la rueda a la superficie de rodadura cuando los frenos retardan su rotación, ayudados o entorpecidos por el efecto de la pendiente ascendente o descendente de la vía. Su valor máximo para cierta velocidad ocurre cuando los frenos inmovilizan las ruedas y ellas están a punto de resbalar por la superficie pero sin llegar a resbalar. Este valor es proporcional al peso del vehículo y se puede expresar por:

$$F_f = P(f + I) \quad (2.12)$$

donde: f = coeficiente de rozamiento o fricción de las ruedas contra la superficie
 I = inclinación de la pendiente de la vía

Sustituyendo en la Ecuación 2.11 el valor máximo de F que da la Ecuación 2.12, dando a g el valor de 9.81 m/s^2 , haciendo la conversión de unidades y despejando D , tenemos:

$$D = \frac{V^2}{254(f + I)} \quad (2.13)$$

donde: D = distancia de frenado (m)
 V = velocidad del vehículo (km/h)
 f = coeficiente de rozamiento o fricción
 I = inclinación de la pendiente de la vía (tanto por uno, que puede ser negativa si es descendente)

Si se trata solamente de reducir la velocidad del vehículo y no detenerlo completamente, entonces a la distancia de frenado desde la velocidad inicial habría que restarle la distancia que hubiera requerido detener el vehículo a partir de la velocidad final, lo que nos lleva a la siguiente ecuación

*Un sistema de frenado en el que el agarre se produce en los tambores o discos unidos a las ruedas que el agarre de éstas a la superficie de rodadura.

$$D = \frac{V^2 - U^2}{254(f + l)} \quad (2.14)$$

donde: U = velocidad última o final del vehículo (km/h)
 las demás variables son iguales a las de la Ecuación 2.13

El coeficiente de rozamiento o fricción, f , de llanta contra superficie de rodadura no es constante, sino que depende de factores tales como el tipo y condiciones de la superficie, las condiciones de la llanta, la humedad de la superficie y la velocidad del vehículo. Por eso, cuando se teme que las ruedas del vehículo puedan patinar al frenar es mejor no inmovilizar las ruedas con el freno bruscamente, sino ejercer presión moderada en los cilindros o discos acoplados a ellas para ir reduciendo paulatinamente la velocidad del vehículo, de manera que ésta no sea muy alta cuando haya que depender enteramente del agarre de la rueda a la superficie para detener el vehículo.

La Tabla 2-6 muestra valores típicos de coeficientes de rozamiento y otros más conservadores que se usan para diseñar en los Estados Unidos, así como las distancias de frenado correspondientes. Esas distancias suponen que se han inmovilizado las ruedas del vehículo a la velocidad de marcha y se ha aplicado la Ecuación 2.13. Pero ese tipo de frenado utiliza tasas de deceleración muy altas que sólo se usan en caso de necesidad. En circunstancias normales los conductores aplican menores tasas de deceleración que no resultan tan violentas ni para ellos ni para el vehículo; tales como las de la Tabla 2-4

Tabla 2-6
 Coeficientes de rozamiento y distancias de frenado para automóviles

	Coeficiente de rozamiento			Distancia de frenado (m)		
	Superficie seca		Superficie húmeda	Superficie seca		Superficie húmeda
	Llantas nuevas	Llantas lisas	Recomendado para diseñar (AASHTO)	Llantas nuevas	Llantas lisas	Recomendado para diseñar (AASHTO)
Pavimentos						
	Velocidad = 20 km/h					
Asfáltico bueno	0.77	0.61	-	2.0	2.5	-
Hormigón	0.76	0.64	-	2.0	2.5	-
	Velocidad = 40 km/h					
Asfáltico bueno	0.77	0.59	0.44	8.0	10.5	18.0
Hormigón	0.76	0.50	0.44	8.0	12.5	18.0
	Velocidad = 60 km/h					
Asfáltico bueno	0.77	0.51	0.34	18.5	28.0	41.5
Hormigón	0.76	0.35	0.34	18.5	40.0	41.5
Todos	Velocidad = 80 km/h					
				0.30		
	Velocidad = 100 km/h					
				0.29		
				85.0		
				137.0		

FUENTES: T. E. Snelbourne y R. L. Sneepe, *Skid resistance measurement of Virginia highways*, Research Report 5-5 (Washington, D. C.: Highway Research Board, 1948) 62-80 y *A policy on geometric design on highways and streets* (Washington, DC: AASHTO, 1990) 120 citado por Harwood, *Traffic Engineering Handbook*, 1992, 37

Aparte de la distancia de frenado en sí, es importante conocer la distancia que ha recorrido el vehículo mientras el conductor percibía y comprendía la necesidad de frenar, y decidía frenar, esto es, durante su *tiempo de reacción*. Esta distancia puede ser considerable pues la recorre el vehículo a plena velocidad antes de decelerar.

⚡EJEMPLO: Supongamos que el automovilista del ejemplo anterior llega a una población y, más sosegado, reduce su velocidad a 50 km/h. Observa que un semáforo que está a 100 m acaba de poner la indicación roja, decide obedecerla y empezar a frenar cuando esté a 50 m del semáforo a fin de ir parando con una aceleración cómoda media de 1.9 m/s^2 (6.8 km/h/s) que lo detendría en unos 9 segundos en la línea de detención. Ahora bien, en ese momento, aparece inesperadamente en la calzada un peatón indisciplinado que ha salido sin mirar de entre dos vehículos estacionados, a una distancia de 36 metros del frente del automóvil en marcha. El conductor reacciona en 1.5 s y aplica los frenos con tal fuerza que inmoviliza las ruedas, y las llantas van rozando contra el pavimento un cierto trecho hasta que el vehículo se detiene.

Si las llantas del vehículo están en buenas condiciones, el pavimento es de hormigón seco y la rasante horizontal, de acuerdo a la Tabla 2-6, para 50 km/h el coeficiente de rozamiento sería de 0.76. Por la Ecuación 2.13, la distancia mínima de frenado será de unos 13.0 m, que puede comprobarse interpolando en la Tabla 2-6. No obstante, a esa distancia hay que añadirle el espacio que avanzó el vehículo a 50 km/h durante los 1.5 segundos en que su conductor reaccionaba, que es nada menos que de 20.8 m. ($50 \div 3.6 \times 1.5$), lo que aumenta la distancia para detenerse a 33.8 m. El automóvil se detiene a 2.2 m del peatón, en 1.9 segundos de frenado ($13 \times 3.6 \div 50$), sin atropellarlo pero dándole un gran susto. La deceleración media es de unos 7.3 m/s^2 ($50 \div 3.6 \div 1.9$) que es bastante brusca. Si el pavimento hubiera estado mojado, la distancia mínima para frenar habría sido de 25.3 m (12.3 m más), con consecuencias bien trágicas.

La vía

El tercer elemento del tránsito es la vía, que, como se ha dicho, es el lugar debidamente acondicionado para la circulación de vehículos, peatones o ambos. Los dos beneficios funcionales más importantes que proporciona una vía son: *accesibilidad* y *movilidad*. Pero al brindar estos beneficios, la vía debe ofrecer también *seguridad* a sus usuarios.

Accesibilidad es el grado de facilidad de acceso a un lugar por una vía, es decir, para poder llegar al mismo. Por ejemplo, la accesibilidad que ofrece una vía transitable en todo el año es mejor que la que brinda otra transitable en tiempo seco. También, una vía que permita a los vehículos llegar siempre cerca de los destinos de los viajes de sus ocupantes proporciona mayor accesibilidad a ellos que otra que no los deje acercarse nunca o casi nunca.

Movilidad es el grado de facilidad para desplazarse. Una vía por donde el tránsito pueda circular a altas velocidades ofrece mayor movilidad que otra donde haya impedimentos que obliguen al tránsito a ir despacio. Así una vía pavimentada suele brindar mayor movilidad que una sin pavimentar, transitable todo el año, aunque las dos proporcionen la misma accesibilidad.

A veces cuando disminuye la movilidad disminuye también la accesibilidad. Por ejemplo, si en una vía surgen congestiones reiteradas del tránsito, se reducirá su movilidad, pero también su accesibilidad, porque muchos preferirán no usarla cuando sepan que va a haber congestión.

En general, sin embargo, se logra un aumento en movilidad en una vía disminuyendo su acceso directo a muchos orígenes y destinos de viajes, para evitar las demoras al tránsito de paso que producen interferencias y turbulencias en esos accesos. Lo contrario también suele ser cierto.

Tipos de vías y sus partes integrantes

Las vías se pueden clasificar en rurales y urbanas, atendiendo al carácter del medio geográfico donde se encuentran.

Vías rurales

Las vías rurales (aparte de las vías férreas) se llaman *camino*s; y a los caminos de características modernas destinados al tránsito de un número relativamente grande de vehículos motorizados se les da el nombre de *carreteras*.

La *calzada* es la parte del camino por donde circulan los vehículos y corresponde al área que ocupa el pavimento cuando existe. Llamamos *carriles* a las fajas de calzada que pueden acomodar una sola fila de vehículos de cuatro o más ruedas. Generalmente tienen de 2.50 a 3.65 metros de ancho. *Acotamientos* son las porciones contiguas a la calzada para parar o estacionar vehículos, en casos de necesidad urgente, proporcionar una franja para el paso de peatones y bestias, y servir de soporte lateral a la calzada. Al conjunto de la calzada y las bermas se suele denominar *plataforma*, y el área de terreno reservada para el camino es la *faja de emplazamiento*.

Los caminos, o mejor las carreteras, pueden tener dos calzadas independientes separadas por una *faja divisora central* o *mediana*, o bien, su calzada puede estar dividida longitudinalmente en dos porciones por un obstáculo estrecho denominado *separador*. Las primeras son *carreteras con calzadas separadas* y las últimas *carreteras con calzada dividida*.

Atendiendo a su importancia las vías rurales pueden clasificarse en: a) *carreteras internacionales*, cuando tienen por objeto proveer un medio de transporte entre distintos países; b) *carreteras nacionales* o *troncales* si su fin es comunicar los puntos más importantes de un país y están destinadas principalmente al tránsito que recorre grandes distancias c) *carreteras regionales* o *secundarias*, cuando su interés se limita a una región, pero están vinculadas a las nacionales y son para recorridos de mediana longitud, y, d) *camino*s *locales* o *vecinales*, que se destinan generalmente a trayectos cortos y proporcionan acceso a los puntos más apartados del país conectándolos al sistema de carreteras.

Por el número de carriles estas vías pueden clasificarse en *carreteras de dos carriles*, de *tres*, o de *múltiples carriles*.

Las vías rurales destinadas a viajes más largos suelen tener características geométricas, físicas e informativas mejores que las que sirven viajes más cortos. En las primeras la función primordial es la movilidad, pues en ellas la accesibilidad a orígenes y destinos de viajes es secundaria. En cambio, la accesibilidad va cobrando mayor importancia, y la movilidad perdiéndola, según vaya disminuyendo la longitud de los viajes.

Vías urbanas

Las vías urbanas se llaman *calles* y suelen tomar el nombre de *avenidas* cuando son más anchas, tienen alto nivel de actividades humanas y están bordeadas por edificios prestigiosos. No obstante, a veces esta denominación indica simplemente la orientación de la vía.

Atendiendo a la movilidad y servicio que a su entorno que prestan (acceso, lugar para o estacionar, etc.) se han clasificado las vías urbanas en *arterias*, *calles colectoras* y *calles locales*.

Las *arterias* están destinadas primordialmente a ofrecer movilidad a la circulación del tránsito y tienen como fin secundario el servicio a las propiedades colindantes. Suelen estar reguladas por un conjunto de semáforos.

Las *calles colectoras*, tienen por objeto recoger el tránsito de calles locales, conducirlo a las arterias y viceversa. En ellas la movilidad y el servicio a las propiedades colindantes tienen casi la misma importancia.

Las *calles locales* tienen como función principal proveer servicio a las propiedades. No se espera tener gran movilidad en ellas. Una de estas calles es la llamada *calle céntrica* o *calle del centro*, cuyo fin es servir los edificios del centro de una ciudad.

De acuerdo con el carácter predominante de la zona donde estén situadas, las vías urbanas pueden ser residenciales, comerciales o industriales.

Generalmente las calles no tienen acotamientos, sino que su calzada está bordeada por una pieza vertical o inclinada que se denomina *brocal*. A ambos lados de las calles se suelen construir *aceras* o *banquetas* para el paso de peatones, junto al brocal, o dejando un espacio para el *césped*. Casi siempre la calle ocupa toda su faja de emplazamiento y no deja lugar a *zonas laterales*.

Cuando las carreteras atraviesan zonas urbanas, muchas veces conservan el nombre de carreteras como orientación aunque sus características sean las de vías urbanas. En esta obra llamaremos a esas vías *travesías de carreteras* pero se clasificarán como urbanas.

Denominamos *intersección* al área general donde dos o más vías se unen o cruzan, y comprende todo el espacio destinado a facilitar los movimientos de los vehículos que circulan por ella. Llamamos *cruce* al lugar donde una calzada se une o atraviesa a otra u otras, de suerte que en una intersección puede haber uno o varios cruces. Las vías o porciones de vías que se unen en una intersección (como los rayos de una rueda) son las *ramas* de la

intersección; y a las calzadas o porciones longitudinales de calzadas por donde el tránsito llega a la intersección se denomina *accesos* o *entradas* a la intersección. De igual modo, los

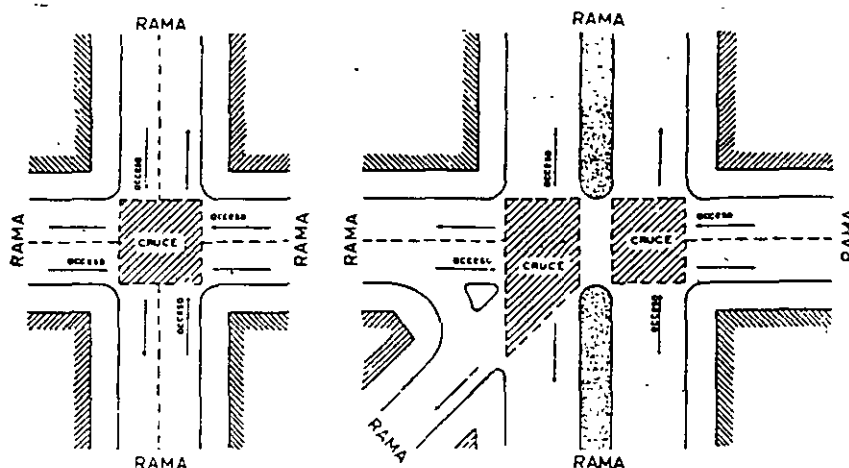


Figura 2-4 A la izquierda, intersección de dos vías con un cruce, cuatro ramas y cuatro accesos. A la derecha, intersección de tres vías con dos cruces, cinco ramas y cuatro accesos.

lugares similares por donde el tránsito se aleja de la intersección son designados como *salidas*. (Véase la Figura 2-4).

Vías rápidas

Son vías rurales o urbanas destinadas al tránsito expreso, que recorre comúnmente distancias de más de cinco km a altas velocidades, sin detenerse. Su función es proveer movilidad pues el acceso a estas vías está más o menos limitado.

Las vías rápidas están provistas de doble calzada y los cruces con otras vías son generalmente a distinto nivel. Si la vía rápida tiene limitación total de acceso y todos sus cruces son a distintos niveles entonces se llama *autopista*. Si tiene algunos cruces a nivel y limitación parcial de acceso entonces recibe el nombre de *autovía* o *vía multicarril*.

Clasificación por circulación vehicular

Según la forma de circulación vehicular, las vías pueden ser de circulación continua o discontinuas. En las vías de *circulación continua* el tránsito circula normalmente sin interrupciones pues no suele haber elementos control de vehículos. En general, éstos sólo se detienen por motivos de interacción vehicular u otros ajenos a la regulación del tránsito, tales como cobros de peaje y retenes. Entre estas vías se encuentran las autopistas y las carreteras de dos carriles. En las vías de *circulación discontinua*, por el contrario, la forma normal de transitar requiere detenciones más o menos frecuentes, impuestas por la regulación del tránsito, tal como sucede en las arterias y otras vías urbanas.

VOLUMEN DE TRANSITO

Definiciones y significación

Como ya se ha dicho, *volumen de tránsito* es número de vehículos o peatones que pasa por un punto de una vía o cualquiera de sus partes durante la unidad de tiempo. A fin de simplificar la nomenclatura, entenderemos que el "volumen" a secas se compone solamente de vehículos y cuando se trate de peatones lo indicaremos explícitamente. Para abreviar la palabra vehículo o vehículos emplearemos el símbolo v , y usaremos p para peatón o peatones.

El periodo de tiempo en que se basa el volumen suele ser de un día o una hora. Al que resulta del primer caso le llamamos *volumen diario* (vehículos por día) y al otro, *volumen horario* (vehículos por hora) sin importar el lapso en que se haya medido el paso de los vehículos.

Significación del volumen de tránsito

El volumen es, junto con la *velocidad media* y la *densidad de vehículos*, un parámetro fundamental para definir el tránsito. Es el parámetro más fácil de medir pues basta con pararse en una esquina y contar los vehículos que pasan. Sin embargo, es algo que atañe más al ingeniero de tránsito que al conductor, pues éste no lo percibe tan bien como percibe la velocidad o la densidad. A continuación se mencionan las aplicaciones más comunes del volumen.

Medida de utilización vial

El volumen de tránsito que acostumbra a pasar por un sector de una vía es una medida directa de la utilización de ese sector, es decir, del número de usuarios que tiene. Así el volumen es importante para determinar la asignación de fondos viales entre los distintos elementos de un sistema vial. En este caso se usa el volumen diario promedio durante un año o parte del mismo.

Medida de capacidad vial

El Tema 3 trata más sobre el concepto de *capacidad vial*. Aquí sólo se dirá que capacidad es el máximo volumen horario que puede circular por un punto o tramo uniforme de una vía en ciertas condiciones y durante un cierto periodo de tiempo. Esta es una variable importante para planear, diseñar y analizar la circulación de una vía.

Medida de demanda de tránsito

McShane y Roess¹ definen la *demanda de tránsito* como "el número de vehículos [cuyos conductores] desean atravesar un tramo dado de vía durante un periodo de tiempo

¹ William McShane y Roger Roess, *Traffic Engineering* (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1992) 84.

especificado, o el número [cuyos conductores] . . . quisieran hacerlo en el futuro". El volumen horario medido en un punto de una vía representa la demanda de tránsito allí *siempre y cuando* el volumen no exceda la capacidad de la vía en ese punto o en cualquier otro punto corriente arriba. En caso contrario existiría una demanda insatisfecha que se está ignorando. Cuando la demanda de tránsito es mayor que la capacidad de la vía decimos que hay *congestión de tránsito*. Ahora bien, como las congestiones no son eternas, si se miden los volúmenes de tránsito en un tiempo suficientemente largo, se termina por conocer la demanda insatisfecha, aunque no su distribución precisa a lo largo del tiempo. También la demanda de tránsito presente o futura se puede estimar mediante procedimientos de planeamiento.

Tránsito promedio diario y volúmenes horarios

Según la American Association of State and Transportation Officials (AASHTO)² la unidad general de medida para el volumen de tránsito en una vía es el *tránsito promedio diario* (TPD), que define como "el volumen total durante un periodo de tiempo dado (en días completos), mayor que un día y menor que un año, dividido entre el número de días en ese periodo". Si el periodo es de un año entonces se le llama tránsito promedio diario anual (TPDA).

El TPDA se emplea generalmente en planeamiento y estudios económicos, porque representa la utilización que se hace de la vía o el servicio que presta, pero es demasiado global para determinar las características geométricas que debe tener una vía o realizar análisis de circulación. En vías urbanas también se emplea el volumen medio anual que circula en los días laborables, pues la demanda de tránsito urbano no suele ser crítica en fines de semana o días feriados.

Los valores del TPDA varían en una escala muy amplia. En los Estados Unidos³, el TPDA de ciertas autopistas urbanas pasa de 100,000 v, pero en arterias urbanas es de 3,500 a 5,000 v, y en calles locales residenciales de menos de 1,500 v. El TPDA de las autopistas rurales norteamericanas está entre 15,000 y 100,000 v, el de las carreteras troncales de 1,000 a 15,000 v, en las carreteras secundarias de 200 a 1,800 v y en los caminos vecinales de 5 a 125 v.

Volúmenes horarios, como se ha dicho, son los que resultan de dividir el número de vehículos que pasan por un punto, en un periodo de tiempo, entre el valor de ese periodo de tiempo en horas. Los volúmenes horarios son los que se utilizan para diseñar los detalles geométricos de las vías, efectuar análisis de circulación y regular el tránsito.

Composición de los volúmenes

En general los volúmenes de tránsito están compuestos de unidades muy heterogéneas y esta tendencia se acentúa a medida que aumenta el número de vehículos por unidad de longitud de vía. Es necesario conocer la composición de estos volúmenes principalmente por las siguientes razones

² American Association of State Highway and Transportation Officials, *A policy on geometric design of highways* (Washington, DC: AASHTO, 1990), 53.

³ Estados Unidos, Federal Highway Administration, *Highway statistics, 1994* (Washington, DC: Superintendent of Documents, 1994), 182 - 185.

1. Los efectos que ejercen los vehículos entre sí, dependen de sus características. Por ejemplo, los vehículos de altas relaciones peso/potencia suelen limitar la velocidad de los que van detrás de ellos, y los que hacen paradas frecuentes entorpecen la circulación de todos.
2. La proporción de vehículos de grandes dimensiones y radios de giro determina las características geométricas que deben tener las vías, y el peso de los vehículos sus características estructurales.
3. Los recursos que se pueden obtener de los usuarios de una vía dependen entre otras cosas, del por ciento de vehículos comerciales que circula por ella.

En los Estados Unidos⁴ los camiones representan aproximadamente el 11% de los volúmenes de tránsito en vías rurales y el 5% en las urbanas. Los autobuses son menos de 1%. En países menos industrializados, como Colombia, la proporción de vehículos pesados en los volúmenes de tránsito es mayor⁵: 32% de camiones y 6% de autobuses en vías rurales.

Variaciones de los volúmenes de tránsito

El volumen de tránsito sufre variaciones periódicas con las horas del día, los días de la semana y los meses y estaciones del año. Es preciso tener en cuenta también las diferencias entre los volúmenes que circulan por una vía en distintos sentidos.

Variaciones diarias

El volumen de tránsito es diferente a lo largo de las 24 horas del día. En vías urbanas acusa variaciones muy marcadas, de acuerdo con el movimiento de las personas en su vida cotidiana. En las vías rurales los cambios son más graduales, a no ser que estas vías se encuentren cerca de ciudades o vayan a lugares turísticos

Horas pico y horas valle

En medio urbano y rural próximo al urbano, la demanda de tránsito alcanza sus valores máximos diarios regularmente durante periodos de tiempo que llamamos *horas o periodos pico*. Esos periodos se caracterizan, no solamente porque los volúmenes sean máximos, sino también porque la actitud de los usuarios de las vías en ellas es distinta a la del resto del día. En esas horas hay mucho más dinamismo: los conductores tratan de conducir a mayor velocidad y en forma más temeraria, los peatones andan más de prisa, los pasajeros de los autobuses corren para alcanzarlos y se suben y se bajan de ellos con mayor premura. En cambio en el resto del día, durante lo que llamamos *horas valle*, todo es más lento y apacible.

El cambio de actitud de los usuarios de la vía se debe a que en los periodos pico se desplaza la población activa que debe entrar en su trabajo o en su centro docente a horas fijas, y tiene

⁴ Ibid. (O)

⁵ Colombia, Ministerio de Transporte: *.....* (Bogotá, MT, 1994).

prisa por llegar a tiempo; luego siente afán por regresar a su casa. Los que utilizan la vía en las horas valle son mayormente personas no activas, que no trabajan a horas precisas; que no laboran a ninguna hora o que tienen el día libre, y por lo tanto, no es tan importante para ellas llegar pronto.

En vías rurales que van a sitios de recreo, tales como playas, las horas pico pueden ser más pronunciadas que en vías urbanas, pero su ocurrencia se combina con las variaciones semanales o anuales.

El ingeniero de tránsito debe tener muy en cuenta el cambio de comportamiento humano si va utilizar datos tomados en horas pico y horas valle. Puede resultar erróneo mezclar datos de ambas procedencias.

Variaciones dentro de la hora pico

La congestión de tránsito puede deberse a incrementos pronunciados en la demanda de tránsito que duran unos pocos minutos, pero no es raro que su disipación demore un tiempo considerable. Por eso interesa conocer la variación del volumen dentro de la hora pico.

Esa variación se denota en los estudios de capacidad vial por el *factor de pico horario*, que se calcula dividiendo el volumen horario medido en una hora entre el volumen horario en la fracción de la hora de mayor volumen. La fracción elegida es de 15 minutos, pero muchos piensan que en autopistas debe conocerse el volumen en periodos de al menos cinco minutos, pues allí los volúmenes suelen ser grandes y las consecuencias de congestiones momentáneas alcanzan proporciones espantosas.

Otras variaciones

Variación semanal

En una vía, el volumen de tránsito también cambia con el día de la semana, pero la variación es distinta según el medio donde se encuentre la vía. En vías urbanas hay fluctuaciones muy pequeñas de martes a jueves, el tránsito es distinto los lunes por la mañana y los viernes por la tarde, pero las alteraciones mayores corresponden a los sábados y domingos. Esas variaciones se reflejan en vías rurales próximas a las ciudades, pero en vías rurales turísticas los volúmenes aumentan mucho los sábados y domingos.

Además, hay diferencias semanales en la "población" de conductores. En días laborables y especialmente en los periodos pico predominan los conductores experimentados, mientras que en fines de semana y días de fiesta salen de paseo muchos conductores que no manejan durante los otros días. Esos son los llamados "domingueros", cuya inexperiencia hace que el tránsito sea más irregular e imprevisible en esos días.

* Todo esto se explica con más detalles en el Tema 3

Variación anual

También el volumen de tránsito suele variar durante el año, con los meses o con las estaciones, siendo generalmente mayor durante el verano. Las fluctuaciones anuales son mucho más pronunciadas en vías rurales que en vías urbanas, y aún más si la vía rural va a un lugar turístico.

Variación por sentido

En la mayoría de las vías urbanas y en algunas vías rurales hay grandes diferencias entre el tránsito que circula en un sentido y el que va en sentido contrario en un momento determinado. En general es una variación pendular, con volumen predominante en un sentido durante ciertas horas o días y luego en sentido contrario. En vías urbanas que comunican zonas residenciales con zonas de empleo, esta variación es un fenómeno cotidiano. En este caso, así como en las vías rurales a lugares de recreo, el desequilibrio entre los volúmenes por sentido puede ser de dos a uno.

Ese desequilibrio significa que hay que disponer de vías que puedan servir *siempre* el sentido más recargado en forma satisfactoria, aun cuando este sentido se invierta. Esto produce un desperdicio de las inversiones viales, que se trata de remediar mediante el empleo de *carriles reversibles*.

Variaciones extraordinarias

A veces ocurren eventos especiales que hacen variar los volúmenes de tránsito en forma distinta a la habitual al cambiar la cuantía de la demanda de tránsito, la distribución de ésta, o ambos factores. Algunos de estos eventos, como los juegos de fútbol o ferias, son *previsibles* y el ingeniero de tránsito puede planear como se va a hacer frente a la situación. En otros casos, como cuando ocurren incendios, inundaciones o alteraciones del orden público, los encargados de regular el tránsito no pueden tomar medidas de urgencia hasta después que se enteran de lo que ha sucedido.

Patrones de volumen de tránsito

La forma general de las variaciones de los volúmenes de tránsito, comúnmente se repite para un punto de una vía, día tras día. Por ejemplo, la Figura 2-5 muestra el resultado de observaciones del volumen de tránsito en dos calles, realizadas durante un periodo de 77 días. La zona sombreada indica donde se espera que caiga el 95 por ciento de las observaciones. A esta forma característica de la variación de los volúmenes es lo que llamamos *patrón de volúmenes de tránsito*.

El conocimiento de estos patrones es muy importante porque permite derivar datos sobre volúmenes de otros datos que ya se poseen sin tener que obtenerlos todos en el terreno.

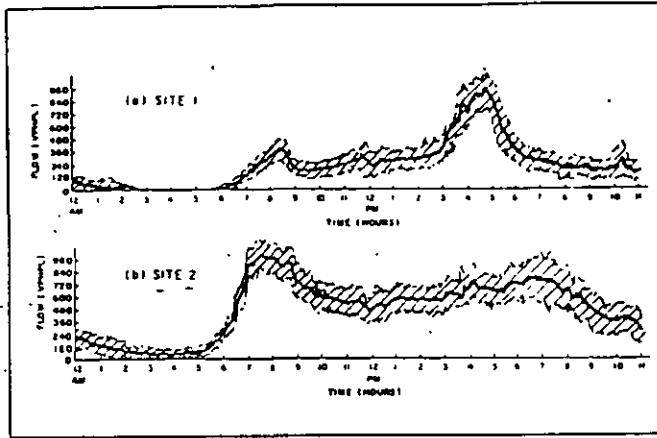


Figura 2-5 Forma general de las variaciones del volumen de tránsito en dos calles de Toronto, Canadá
 FUENTE: William McShane y Ken Crowley, "Regularity of detector-observed arterial traffic volume characteristics", *Transportation Research Record 596* (Washington, DC Transportation Research Board, 1976), 36

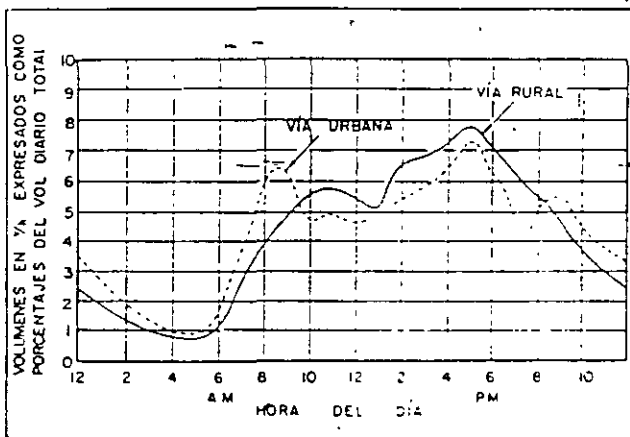


Figura 2-6 Patrones diarios de volúmenes de tránsito en vías urbanas y rurales de los Estados Unidos

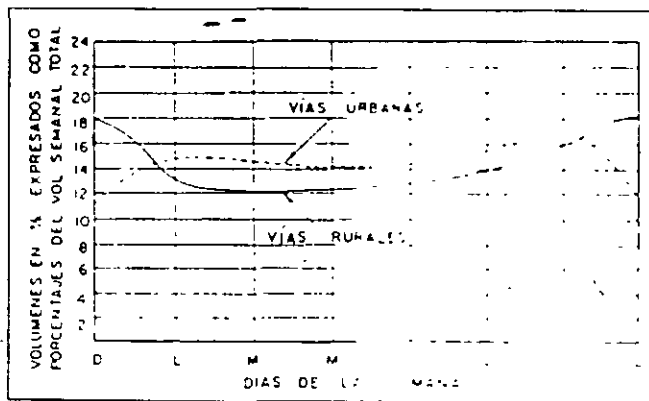


Figura 2-7 Patrones semanales de volúmenes de tránsito en vías urbanas y rurales de los Estados Unidos

Los patrones representan la distribución de los volúmenes durante un periodo de tiempo y se suelen expresar por una serie de porcentajes que indican la relación entre el volumen promedio medido durante fracciones del periodo de tiempo (día, semana, año) y el volumen promedio durante todo el periodo.

La Figura 2-6 muestra la representación de los patrones diarios de volúmenes de tránsito en vías urbanas y rurales norteamericanas. En este caso, en las vías urbanas ocurre un pico por la mañana y otro por la tarde mientras que en las rurales tiene lugar un solo pico entre 4 y 6 p.m. En ciudades donde hay una gran cantidad de trabajadores que van a comer a sus domicilios alrededor del mediodía, el patrón diario presenta cuatro picos.

En la Fig. 2-7 se pueden observar los patrones semanales de volúmenes de tránsito que son comunes en algunas (no en todas) las vías rurales y urbanas de los Estados Unidos. En estos casos, el pico semanal ocurre durante el sábado en vías urbanas y durante el domingo en vías rurales, pero no se puede establecer una ley con estos resultados pues son muy particulares.

Los patrones anuales pueden presentar variaciones por meses o por estaciones, pero como son distintos de país a país, y aun de región a región, no es posible dar una idea general de lo que puede esperarse. En países donde el número de vehículos crece muy rápidamente, el patrón anual acusa volúmenes mayores que los "normales" en los últimos meses del año.

Volumen horario de diseño

Una vía debe diseñarse respondiendo a los criterios de *seguridad, accesibilidad, movilidad* y otros. La seguridad, accesibilidad y demás

critérios exigen ciertas características geométricas mínimas en la vía que muchas satisfacen con creces el criterio de movilidad. Por ejemplo, para que una vía rural pueda ofrecer acceso y seguridad, aunque la demanda de tránsito en ella sea mínima, debe tener al menos dos carriles de 2.5 m o más de ancho, superficie de rodadura transitable todo el año, distancias visibles apropiadas, etc. Algo similar puede decirse de las vías urbanas, que además deben cumplir otros requisitos de amplitud que impone el hecho de que mucha gente vive junto a ellas. Es por eso que la inmensa mayoría de las calles locales y las carreteras secundarias están muy lejos de congestionarse.

Denominamos volumen horario de diseño (VHD) al volumen horario total de tránsito en ambos sentidos que se emplea para proyectar geoméricamente una vía de modo que pueda satisfacer el criterio de movilidad. Es evidente que una vía debe ser proyectada con capacidad suficiente para acomodar en forma satisfactoria todo el tránsito que circule habitualmente por ella, pero si ya ha cumplido con los demás criterios, no resulta lógico ni económico proyectarla para un volumen horario máximo que se produzca por un breve tiempo, muy contadas veces al año. Hay diversos criterios para determinar cuál es el volumen máximo que se debe satisfacer, pero no tenemos espacio para describirlos aquí.

Los Factores K y D

Se acostumbra a designar como *Factor K* a la relación entre el VHD y el TPDA. Según la AASHTO⁶ el valor de este factor en los Estados Unidos se encuentra comúnmente entre 0.12 y 0.18 en vías rurales y entre 0.08 y 0.12 en vías urbanas. En general, los mayores valores de K ocurren en vías turísticas, los intermedios en las vías rurales ordinarias y los más bajos en vías urbanas usadas por viajeros cotidianos.

El VHD es la suma de los volúmenes en ambos sentidos, pero en los proyectos de vías es necesario conocer también la distribución del VHD por sentidos, para satisfacer el mayor volumen que circule en cada sentido. A este volumen lo llamamos *volumen horario de diseño por sentido* (VHDS) y es generalmente el mismo para cada sentido en vías de doble sentido, debido a las variaciones pendulares del tránsito mencionadas anteriormente.

El VHDS se obtiene multiplicando el VHD por el *factor de distribución por sentidos* que denominamos *D*, que representa la máxima proporción del volumen total que circule en un sentido. El valor de *D* se puede estimar midiendo el reparto por sentidos en la vía que interese o en otra similar. Este comprende generalmente entre 0.55 (reparto 45:55 %) y 0.80 (reparto 20:80%) Resumiendo

$$\begin{aligned} \text{VHD} &= \text{TPDA} \cdot K \\ \text{VHDS} &= \text{TPDA} \cdot K \cdot D \end{aligned}$$

⁶ Ibid., p. 56-58

Es necesario estimar el VHD y el VHDS al proyectar una nueva vía y cuando se hacen cambios geométricos en una existente. El ingeniero de tránsito interviene normalmente en ambas actividades y sobre todo en la segunda.

Aforos de volúmenes de tránsito

El procedimiento habitual para obtener información sobre volúmenes de tránsito es efectuando aforos o recuentos en las vías. El aforo es la enumeración de los vehículos que pasan por uno o varios puntos de una vía o vías, clasificándolos de acuerdo con distintos criterios. A no ser que se enumeren los vehículos continuamente todo el año, año tras año, los aforos constituyen una toma de muestras que pueden ser desde unos pocos minutos hasta muchos meses. De esas muestras se infieren otros valores que se analizan. Conforme al procedimiento y equipo empleados podemos distinguir dos clases principales de aforos: *manuales* y con *instrumentos registradores*, aunque a veces también se usa el método fotográfico.

Aforos manuales

Aunque parezca raro, en esta época de automatización gran parte de los aforos de volúmenes de tránsito se hacen en forma manual. Hay varias razones de esa sinrazón.

En primer lugar, los aforos manuales están al alcance de más ingenieros de tránsito y profesores, especialmente de los que cuentan con pocos recursos. En segundo lugar, en aforos que duran pocas horas no vale la pena llevar, instalar y recoger equipo automático. En tercer lugar, la percepción de los aforadores humanos es siempre mucho más desarrollada que la de las máquinas, por perfeccionadas que éstas sean, y permite captar fácilmente muchos detalles que son difíciles de obtener mecánicamente tales como los movimientos direccionales de los vehículos y los relacionados con la clasificación de lo que se cuenta. Así McShane y Roess⁷ señalan que aunque haya detectores que estimen el tipo de vehículo por el tiempo en que éstos tardan en pasar sobre ellos, no pueden distinguir una diferencia funcional como la que existe entre un automóvil particular y un taxi.

Los aforos se hacen registrando los vehículos que pasan, en una hoja de campo especial, en lugares de esa hoja correspondiente a la clasificación que se quiera hacer de los vehículos. Los aforadores deben colocarse en lugares donde distingan bien a los vehículos, pero sin distraer a sus conductores. Si pueden hacer el aforo desde vehículos estacionados, es más cómodo y seguro para ellos, pero esta alternativa no es siempre posible. Si hay varios aforadores es importante que mantengan siempre contacto visual entre ellos.

Robertson y Hummer⁸ recomiendan que las hojas de campo se identifiquen enseguida con el nombre del observador, sitio, fecha y hora, pues si se deja eso para luego se corre el riesgo de que no se recuerden esos datos y haya confusiones, sobre todo si hay muchas hojas.

⁷ McShane y Roess. *Traffic Engineering* 86

⁸ H. Douglas Robertson y Joseph E. Hummer. "Volume Studies", Capítulo 2 del *Manual of transportation engineering studies*, (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1964), 12

Ocasión y duración de los aforos

La mayoría de los aforos manuales son cortos y se hacen en las horas pico, durante una o dos horas, divididas en periodos que son comúnmente de 15 minutos. Cuando interesa conocer las variaciones diurnas de los volúmenes, los aforos se hacen de siete de la mañana a siete de la noche. Ahora bien, como está jornada de trabajo pasa de las ocho horas normales, muchas veces hay que acortarla por razones laborales o introducir recesos de dos o más horas, generalmente en las horas valle.

También se pueden estimar los volúmenes horarios haciendo *aforos ultracortos*, esto es, de menos de una hora. Pueden durar 4, 6, 10, 12, 15, 20 ó 30 minutos (nunca menos del ciclo de un semáforo si lo hay) y el volumen horario se extrapola multiplicando simplemente el número de vehículos contados por la relación entre 60 minutos y el número de minutos que dura el aforo ultracorto. Desde luego que la extrapolación introduce un error de inferencia que aumenta con el grado de extrapolación, las variaciones de los volúmenes y la escasez de vehículos en la corriente vehicular. De acuerdo a Box y Oppenlander⁹, estos aforos ultracortos no se deben hacer a menos que el volumen pase de los 2,000 vehículos por día.

Normalmente se evita hacer los aforos en condiciones anormales: mal tiempo, días de fiesta, huelgas, perturbaciones del orden público, eventos deportivos importantes, a no ser que el aforo se haga para estudiar el efecto de esas condiciones especiales.

Equipo

Hojas para trazos

El empleo de estas hojas constituye la manera más sencilla de realizar un aforo manual. Basta con hacer un trazo vertical cada vez que pase un vehículo, en la parte de la hoja correspondiente al tipo de vehículo o movimiento correspondiente. Cada cuatro trazos verticales se acostumbra a hacer uno diagonal ().

La Figura 2-8 muestra una de estas hojas de campo para hacer aforos en intersecciones urbanas. Si los volúmenes son suficientemente bajos un solo observador puede aforar todos los movimientos direccionales; en caso contrario trabajaría sólo con una parte de la hoja. El observador debe estar provisto de un cronómetro o reloj, para saber cuándo empieza y termina cada periodo de aforo. La hoja está preparada para clasificar los vehículos en livianos y pesados, y también por su movimiento

Contadores manuales mecánicos

Son aparatos que están provistos de cuatro o seis botones que presiona el aforador cada vez que cuenta un vehículo. Estos botones acumulan sus actuaciones en un registrador que

⁹ Paul C. Box y Joseph C. Oppenlander, *Manual of Traffic Engineering Studies*, 4a ed. (Washington, DC: Institute of Transportation Engineers, 1976), 28. Existe una buena traducción al castellano de esta obra denominada *Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito* (México, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., 1985).

AFORO DE MOVIMIENTOS DIRECCIONALES EN UNA INTERSECCION

HOJA DE CAMPO

Fecha: _____ Observador: _____ Estado del tiempo: _____
 Intersección: _____ De las _____ a las _____
 A = automóviles y otros vehículos de cuatro ruedas, B = autobuses, C = camiones

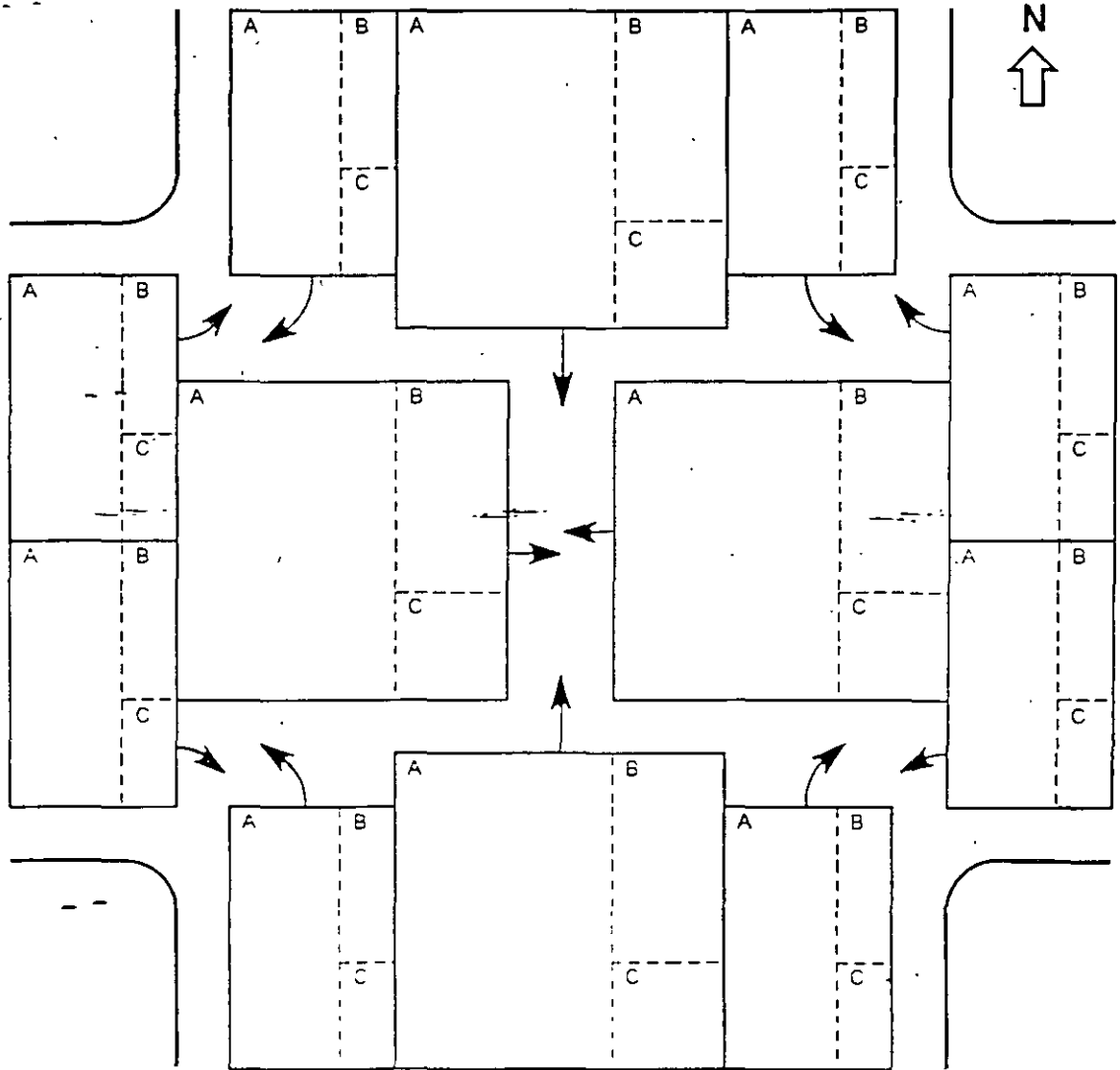


Figura 2-8 Ejemplo de una hoja de campo para aforar una intersección en cruz con clasificación simple de vehículos
 FUENTE: Paul C. Box y Joseph C. Oppenlander, *Manual of Traffic Engineering Studies*, 4a ed. (Washington, DC: Institute of Transportation Engineers, 1976): 21

muestra el número acumulado de actuaciones en un indicador. En cada botón se cuenta una clase de vehículo que se le asigna (por su tipo, su movimiento, etc.). Al finalizar un periodo de aforo se anotan las cifras de cada indicador y se pone el registrador en cero o se deja acumular nuevas actuaciones. Afirmen McShane y Roess¹⁰ que aforadores experimentados pueden atender de 10 a 20 botones simultáneamente, pero que los novicios difícilmente pueden trabajar con más de cuatro. El empleo de estos contadores aumenta como al doble el número de vehículos que puede contar un aforador.

Contadores manuales electrónicos

Son ciertos tableros provistos de una pila eléctrica y de una serie de botones cuyas actuaciones se registran electrónicamente y se graban en una memoria interna que tiene. Un reloj integrado añade automáticamente la fecha y la hora a los datos que se tomen. El contador es básicamente una computadora portátil especializada y los datos de su memoria pueden transferirse a una computadora estacionaria mediante un módem o cable.

Aforos automáticos

Si se desea hacer aforos de volúmenes de más de 10 horas, el costo del personal aumenta proporcionalmente al tiempo, pero la utilidad del aforo mejora en menor proporción. Entonces se deben considerar los aforos automáticos. La principal desventaja de los aforos automáticos es que, la mayoría de ellos sólo proporcionan número de vehículos o ejes y no distinguen el tipo de vehículo, ni su movimiento direccional, ni los peatones, etc. embargo, según se van perfeccionando, van proporcionando más detalles.

Otra desventaja de los aforos automáticos es que su exactitud y confiabilidad son inciertas y que necesitan equipo que, aparte de su costo, está expuesto a robos y vandalismo. Los robos se pueden dificultar encadenando el equipo a un objeto inamovible, pero para evitar el vandalismo habría que vigilar el contador en todo momento. Es posible eliminar ambas amenazas ocultando el equipo si es bastante pequeño. En favor de los aforos automáticos se puede decir que avances tecnológicos permiten captar cada día más detalles del tránsito automáticamente, automatizar más las tareas de reducción y análisis de los datos captados y reducir el tamaño del equipo para que sea más fácil de ocultar.

Los aforos automáticos se realizan normalmente con contadores automáticos que, atendiendo a su movilidad, pueden ser *portátiles* o *fijos*. Los portátiles se usan para aforos parciales durante periodos de tiempo limitados que son frecuentemente de 24 horas. Tanto uno como otro constan de dos componentes básicos: una *unidad captadora* para detectar la presencia de vehículos, y una *unidad acumuladora* de datos que tiene esencialmente la misma naturaleza en ambos tipos de contadores.

La unidad captadora tradicional en los contadores portátiles es tradicionalmente la manguera de caucho, la que ha ido dando paso a la *cinta interruptora* que consiste en piezas de metal embebidas en una especie de cinta que se adhiere al pavimento. Los contadores fijos utilizan

¹⁰ McShane y Roess, *Traff. Eng. Technol.* 87

detectores permanentes de diversos tipos empotrados en el pavimento. El más utilizado es el *detector de lazo de inducción*, que registra el paso de un vehículo por la variación que éste ocasiona en la inductancia eléctrica de un lazo metálico en el pavimento.

Los contadores portátiles más económicos solamente acumulan las actuaciones, indicándolas en un cuadrante, pero los más elaborados las registran a ciertos intervalos, permanentemente en un medio magnético. Los contadores fijos han utilizado unidades acumuladoras similares, pero ahora la tendencia es que estén conectados directamente a computadoras o que se comuniquen con ellas mediante módem y líneas telefónicas.

En estos últimos años ha surgido un tipo de contador que aprovecha el campo magnético terrestre para detectar los vehículos y combina las unidades captadoras y acumuladora en un dispositivo diminuto que es completamente independiente. Los datos acumulados pueden transmitirse directamente a una computadora para ser reducidos y analizados mediante un programa informático.

Procedimiento fotográfico

El procedimiento fotográfico también se puede usar para aforar volúmenes de tránsito. Para ello se utilizan ahora casi exclusivamente las filmadoras de video.

Se coloca la filmadora en un lugar donde puedan abarcarse todos los movimientos que se desea observar durante los periodos de interés. Luego en la oficina se extraen los datos sobre volúmenes por cualquier método y con cualquier instrumento que se utilice en el campo. Es conveniente que la filmadora tenga un reloj que muestre la hora de filmación, pero no es indispensable si tiene grabadora de voz donde se pueda registrar la hora de comienzo y terminación de los periodos de aforo.

Las filmadoras se usan poco para aforar volúmenes de tránsito, principalmente porque se invierte más tiempo en buscar un buen emplazamiento para ella e instalarla que en tomar los datos manualmente. Ofrece, sin embargo, las ventajas inherentes al método fotográfico: (1) es posible obtener todos los movimientos direccionales que ocurran simultáneamente, por intensos que sean, utilizando un solo observador, (2) ofrece mayor confianza pues se pueden comprobar datos que parezcan erróneos, (3) se trabaja más cómodamente y al abrigo de las inclemencias del tiempo y (4) permite obtener otros datos que interesen. Esta última ventaja es la que frecuentemente decide su empleo.

La nueva técnica de análisis automático de imágenes puede reducir considerablemente el trabajo de extracción de datos pues mediante ella una computadora examina minuciosamente la imagen del monitor y detecta los cambios en ella pertinentes al patrón de sucesos de interés sin intervención humana. Como el costo de la nueva técnica va disminuyendo y su precisión aumenta opinan Robertson y Hummel¹¹ que el método fotográfico pudiera convertirse en el procedimiento común para aforar volúmenes de vehículos y peatones.

¹¹ Robertson y Hummel. *Manual de técnicas de conteo de vehículos*. 15

Otro procedimiento para medir volúmenes es el del *vehículo en movimiento*, desde el que se cuentan los vehículos que transitan en sentido opuesto a él, como se explica más adelante.

Estudios de volúmenes en lugares aislados

Estos estudios se realizan para obtener información sobre volúmenes de tránsito en un lugar específico, muchas veces respondiendo a una necesidad especial. Sus resultados se suelen usar para determinar el tipo de regulación de tránsito que se deba emplear en ese lugar o para modificar la existente (cambiar la programación de un semáforo), establecer la necesidad de mejoras constructivas (como la adición de un tramo de carril para un movimiento de giro), calcular el espesor de un pavimento (clasificando los camiones por tipo), conocer el movimiento de peatones, etc.

Los lugares aislados más comunes donde se efectúan éstos son las intersecciones semaforizadas, aunque también se realizan en tramos de vías, en entradas a generadores de tránsito y en muchos otros sitios. La duración y frecuencia de los aforos, así como el equipo empleado dependen del fin del estudio. En un acceso importante a una gran ciudad, como un puente o túnel, puede estar justificado establecer un sitio permanente de aforo con un contador automático. En cambio, como dicen Box y Oppenlander¹², para vigilar la accidentalidad de un lugar en una vía, o actualizar la programación de un semáforo es posible que baste con efectuar aforos manuales durante las horas pico cada tres o cinco años.

La característica que distingue a los estudios en lugares aislados es que la información se obtiene con el fin principal de aplicarla específicamente a esos lugares. Por esta razón, si bien es a menudo necesario efectuar interpolaciones y extrapolaciones temporales de la información primaria adquirida, *no se suelen hacer inferencias espaciales*, es decir, ampliaciones para aplicarla a otros lugares, como se realizan en los estudios de sistemas de vías.

Estudios de volúmenes en sistemas de vías rurales

Estos estudios se hacen durante todo un año en un sistema de vías rurales que puede ser regional o nacional. Su fin principal es estimar el tránsito promedio diario anual (TPDA) en los distintos elementos del sistema vial rural, pero también sirven para estimar los vehículos-kilómetros de recorrido total e identificar tendencias de volúmenes de tránsito en todo el sistema y en sus diversos componentes. Como resultaría impráctico aforar todos los tramos o sectores del sistema, se procede a hacer aforos de distintos tipos en lugares estratégicos y utilizar los resultados de esos aforos para hacer *inferencias temporales y espaciales* donde no se dispone de datos sobre volúmenes.

Para encontrar las justificaciones de estas inferencias hay que remontarse a muchos años atrás. Muchas de ellas fueron expresadas por Petroff¹³ en 1956 en la siguiente forma:

¹² *Ibid.*, 35.

¹³ Bons B. Petroff, "Experiences in application of statistical methods to traffic counts", *Public Roads* 28 (diciembre 1956), 111.

1. Los volúmenes de tránsito rural varían de un mes a otro, pero la relación de cada volumen mensual con el TPDA es casi la misma durante varios años; es decir, que los patrones de volumen de tránsito son bastante estables con respecto al tiempo.
2. El patrón de los volúmenes de tránsito en caminos rurales con TPDA de 500 v o más permanece prácticamente igual a lo largo de extensos sectores; lo que quiere decir que tiene estabilidad espacial.

Procedimiento general

Basado mayormente en esas justificaciones, se fue gestando a lo largo de los años un procedimiento para ampliar los resultados de aforos de volúmenes hechos en corto tiempo y en unos pocos lugares, a un año completo y a todo un sistema de vías rurales. El procedimiento consiste esencialmente en establecer por todo el sistema vial *estaciones de aforo*, que son lugares fijos en la vía donde se hacen los aforos con contadores automáticos permanentes o portátiles. Los patrones de volúmenes que se obtienen en las estaciones donde se afora durante un periodo de tiempo largo se usan para extrapolar los obtenidos en corto tiempo. En las Figuras 2-6 y 2-7, los patrones de volúmenes se indicaron como un conjunto de porcentajes del volumen total, durante el periodo largo, que corresponden a cada una de las subdivisiones de ese periodo. En el procedimiento para ampliar datos sobre volúmenes los patrones se expresan por medio de una serie de *factores de ajuste* que se obtienen dividiendo el promedio de los volúmenes observados en todas las subdivisiones entre el volumen que circula en cada una de esas subdivisiones. Una vez obtenida esta serie de factores de aforos durante todo el periodo, que constituye el patrón, se estima el volumen medio durante el periodo multiplicando el volumen observado durante una subdivisión por el factor de ajuste de esa subdivisión obtenido del patrón. Esto puede parecer complicado, pero probablemente se aclare mediante el siguiente ejemplo.

↳ **EJEMPLO:** La Tabla 2-7 presenta datos extraídos de una estación permanente de aforo continuo instalada en un tramo de carretera rural de dos carriles con TPDA de 578 v en ambos sentidos. En esta estación se ha aforado el volumen de tránsito durante las 24 horas del día y los 365 días del año. La segunda columna de esa tabla muestra el número de vehículos total para cada mes del año y la tercera columna contiene los coeficientes de ajuste anuales para cada mes, que resultan de dividir el volumen medio mensual entre los volúmenes mensuales individuales.

De un modo análogo se han obtenido los factores de ajuste semanal por día y los factores de ajuste diarios por horas, que se muestran respectivamente en las Tablas 2-7 y 2-8.

Tabla 2-7
Ejemplo sobre el cálculo de coeficientes de ajuste
anuales por mes en una estación permanente

Mes	Volumen mensual total	Coefficiente de ajuste anual
Enero	14,732	1.19
Febrero	12,384	1.42
Marzo	16,002	1.10
Abril	15,452	1.14
Mayo	19,017	0.92
Junio	19,288	0.91
Julio	20,189	0.87
Agosto	22,336	0.79
Septiembre	20,950	0.84
Octubre	18,857	0.93
Noviembre	15,938	1.10
Diciembre	15,685	1.12
Total =	210,830	
Promedio mensual	17,569	
TPDA =	578	

En un punto de otra calle rural de dos carriles, que se considera que tiene un patrón de volumen de tránsito análogo a la vía donde está instalada la estación permanente, se ha hecho un aforo sumario contando el número de vehículos que han pasado en ambos sentidos de las nueve a las diez de la mañana de un martes del mes de noviembre. Ese número resultó ser 23. Se desea tener una idea sobre el valor del tránsito promedio diario anual (TPDA) en ese punto.

Para ello se puede multiplicar el volumen horario medido por 24, para convertirlo en volumen diario, y por los factores de ajuste diario, semanal y anual.

Tabla 2-7
Factores de ajuste semanales por día

Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
0.09	0.78	0.83	0.85	1.00	1.22	1.96

Tabla 2-8
Factores diarios por hora

Hora	12:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00
AM	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00
Factor	2.56	4.17	3.33	3.45	4.76	1.92	1.23	0.79	0.78	0.71	0.55	0.74
Hora	12:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00
PM	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00
Factor	0.72	0.70	0.61	0.62	0.64	0.70	0.72	1.03	0.84	1.45	2.27	2.50

El resultado sería como sigue

$$TPDA \sim 23 \times 24 \times 1.10 \times 0.78 \times 0.71 \sim 336 v$$

Como se estimó que la muestra tomada era sumamente pequeña y el resultado no infundiría ningún respeto, se decidió ir al día siguiente (miércoles) y contar vehículos durante cuatro horas, de ocho de la mañana al mediodía. El total fue de 88 vehículos. Para convertir esa cifra en tránsito promedio diario anual habría que multiplicarla por seis y por los tres factores de ajuste, pero ¿cuál sería el factor de ajuste diario?

Si recordamos que los factores de ajuste se calculan dividiendo el promedio de todos los volúmenes horarios observados entre cada volumen horario, y si llamamos v_i y f_i respectivamente al volumen horario y al factor de ajuste i , podemos escribir.

720

$$f_i = \frac{\sum_{i=1}^{24} v_i}{24v_i} \quad (2.15)$$

Llamando v_1, v_2, v_3, v_4 a los cuatro volúmenes horarios observados y F al factor de corrección aplicable a su suma y teniendo en cuenta que ahora la subdivisión del periodo es de cuatro horas, el promedio a dividir será para cuatro horas y no para una:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{24} v_i}{6 \sum_{i=1}^4 v_i} \quad (2.16)$$

Por las Ecuaciones 2.15 y 2.16:

$$F = \frac{4}{\sum_{i=1}^4 f_i} \quad (2.17)$$

Es decir, que el factor para las cuatro horas observadas es la *media armónica* de los factores horarios. Por la Ecuación 2.17 este factor combinado será de 0.68, por lo tanto

$$TPDA \sim 88 \times 6 \times 1.10 \times 0.83 \times 0.68 \sim 328 \text{ v}$$

Se espera que esta cifra se aproxime más a la verdadera.

En los procedimientos habituales para realizar estas ampliaciones de los volúmenes aforados se considera que los aforos sumarios deben ser de por lo menos 48 horas.

Precisión de los estudios

Un tema muy debatido es la precisión de los valores que producen estos estudios. Aparte de las equivocaciones y errores inherentes a los aforos de volúmenes, los errores de inferencia que se introducen cuando se amplían los resultados de los aforos interpolando y extrapolando en tiempo y espacio son, en cierta medida, desconocidos.

La incertidumbre principal respecto a estas ampliaciones de los datos de los aforos es que se supone que los patrones de volúmenes en las estaciones sumarias son los mismos que en las de control y permanentes. Esto no es completamente cierto, y lo peor es que nunca se dispone de datos que permitan calcular las discrepancias entre los patrones (que están constituidos por una serie de valores) y la probabilidad de su ocurrencia, pues los patrones no son invariables

De todos modos, el ingeniero de tránsito tiene normalmente pocas oportunidades de obtener la precisión que desearía tener al medir los volúmenes de tránsito. El tiempo, los fondos y los recursos disponibles suelen limitar la magnitud del estudio y el ingeniero tendrá que conformarse con la precisión que pueda obtener, si no es demasiado baja para la aplicación que se va a dar a sus resultados.

Estudios de volúmenes en sistemas de vías urbanas

Estos estudios usan principios, procedimientos y equipos similares a los de los sistemas de vías rurales, pero disparidades estructurales y funcionales entre el medio rural y el urbano imponen diferencias en los estudios que se realicen en uno y otro medio.

En vías urbanas las variaciones *temporales* más importantes de los patrones de los volúmenes de tránsito son las diarias y las semanales, no las anuales. En países con estaciones anuales marcadas, el tránsito en vías rurales está influido por las condiciones climáticas que afectan las actividades agrícolas y recreativas; allí son importantes las variaciones anuales. En medio urbano el estado del tiempo puede afectar apreciablemente el tránsito en las horas valle, pero no influye mucho en los viajes de las horas pico, que son principalmente viajes al trabajo o a centros docentes que deben hacerse soportando las inclemencias del tiempo, excepto en casos extremos como inundaciones o nevadas copiosas. En cambio la distribución de las horas y días de labor son los factores que influyen más poderosamente en la demanda de tránsito urbano y causan las variaciones diarias y semanales en los patrones de volúmenes que se han mencionado.

Las variaciones *espaciales* en los patrones de volúmenes de tránsito urbanos están afectadas por dos factores principales. (1) el uso del terreno en el lugar donde está el tramo de vía considerado, y (2) el carácter del tránsito que circula por él, especialmente los porcentajes de *tránsito local* (que tiene su origen y destino cerca del tramo considerado) y *tránsito de paso* (que tiene su origen o destino lejos del tramo considerado).

Principios de la ampliación de aforos de volumen

Basándose en la experiencia acumulada sobre la ampliación de los resultados de aforos de volumen se pueden ir esbozando ciertos principios para ampliarlos en tiempo y espacio, que pudieran ser como sigue

1. *Los patrones de volúmenes se mantienen con pocas variaciones durante ciertos periodos de tiempo, aunque su escala varíe* Por ejemplo, supóngase que en una semana se establece el patrón de variación semanal en un tramo de vía donde hay cambios significativos en la demanda de tránsito con los meses del año. Si se desea estimar los volúmenes en otra semana del año puede resultar apropiado aforar el volumen en sólo 24 horas de esa semana e inferir los volúmenes para los días restantes de la semana, usando coeficientes de ajuste semanales derivados del patrón semanal establecido. Esa es una inferencia temporal en la que se ha supuesto que el patrón semanal de volumen no ha cambiado a lo largo del año

2. Si se desea ampliar la información sobre volúmenes de un tramo en un sistema de vías a otros tramos (inferencia espacial) es preciso suponer que en todos esos tramos existe el mismo patrón de volumen. Los patrones de volumen en un sistema de vías dependen de la distribución de los viajes en tiempo y espacio, que a su vez están determinado por el uso del terreno y su distribución temporal y espacial. Como un análisis de esos viajes no está de ordinario al alcance del ingeniero de tránsito, éste debe utilizar medios indirectos para identificar los tramos que tengan patrones de volumen *razonablemente* análogos. Para ayudar a determinar esa identificación pueden usarse estos "subprincipios":

a) *Patrones de volúmenes en tramos de vías que sirven zonas con usos del terreno análogos tienden a ser similares.* Pero a fin de determinar qué zonas sirven es preciso conocer las características funcionales de la vía en lo que respecta a la proporción de tránsito local que circule por ellas. Por ejemplo, calles locales en un barrio en que abundan las oficinas tienen como función principal servir esas oficinas adyacentes a ellas y sus patrones de tránsito reflejarán el efecto de las horas de entradas y salidas de los oficinistas. En cambio, en carreteras que van a sitios turísticos, donde predomina el tránsito de paso a esos sitios, el uso del terreno aledaño a las vías no influye en los patrones del tránsito; el que influye es el de la zona destino de la mayoría de los viajes, que demanda transitar por esas vías en días y horas que no se trabaja.

b) En vías cuyo tránsito es principalmente de paso y directo los patrones de volúmenes son prácticamente los mismos a lo largo de la vía. En ellas los aforos que se hagan en estaciones de control se pueden interpolar, sin grandes errores, a otros sitios entre esas estaciones

3. *Mientras mayores sean los volúmenes de tránsito, más regulares serán los patrones de volúmenes.*
4. *Mientras mayores variaciones haya en los volúmenes de tránsito, más largos deben ser los aforos y menores las inferencias.*

⚡EJEMPLO: McShane y Roess¹⁴ sugieren que es posible hacer un estudio en el centro de una ciudad pequeña (donde la función de las calles y el uso del terreno es bastante uniforme) en un día. Para ello se coloca un contador automático registrador en un lugar estratégico, a fin de registrar el volumen durante ocho horas continuas y establecer el patrón horario durante esas horas. En otros sitios, a media cuadra, se hacen aforos cortos de una hora si las variaciones de los volúmenes son grandes. Si las variaciones son pequeñas, bastaría con hacer aforos ultracortos de seis minutos, con cuatro minutos para que el aforador se traslade a otro sitio cercano. Con estos datos se puede inferir el número de vehículos que circula en ocho horas para toda una red de calles céntricas. Si se deseara el valor del TPDA o el TPD en días laborables, el aforo de control tendría que ser de 24 horas

¹⁴ McShane y Roess, *Traffic Engineering*, 95

VELOCIDAD

Velocidad es la relación entre el espacio recorrido por un móvil y el tiempo que ha tardado en recorrerlo. Si llamamos V a la velocidad, e al espacio andado y t al tiempo empleado, $V = e/t$.

Cuando el móvil es un vehículo, la velocidad que desarrolla es afectada por numerosas variables que van alterando esa relación entre espacio y tiempo; de suerte, que la velocidad a la que marcha un vehículo suele estar variando constantemente. Esta circunstancia obliga a trabajar con valores medios de la velocidad.

El inverso de la velocidad es el *tiempo de recorrido* y ambos son distintas expresiones del mismo concepto. Sin embargo, la velocidad se mide generalmente en un punto o tramo corto de una vía para ver con qué rapidez pasan por allí los vehículos, libres o no; mientras que el tiempo de recorrido se observa en tramos o sectores relativamente largos con objeto de determinar la ubicación y magnitud de las *demoras*, así como sus causas, a lo largo de una vía.

Aplicaciones de la velocidad

Como se ha dicho, la *velocidad media*, junto con el *volumen de tránsito* y la *densidad vehicular*, es uno de los parámetros fundamentales que definen el tránsito. De los tres, la velocidad media es el parámetro que perciben más directamente los usuarios de las vías, por esto que se utiliza muchas veces como *indicador de efectividad* de la vía.

Entre las aplicaciones de la velocidad en ingeniería de tránsito podemos citar las que siguen.

Medida de la calidad de servicio de una vía

Por la razón que se acaba de mencionar, la velocidad puede indicar la calidad del servicio que ofrece una vía, pero tiene limitaciones porque hay otras variables que influyen en el grado de satisfacción que deriva de una vía el usuario de ella. Si el usuario es el conductor de un vehículo son muy importantes para él los factores que afectan el esfuerzo de conducir, tales como la interacción vehicular (aunque no reduzca la velocidad), el trazado en planta y perfil de la vía, la visibilidad, las restricciones que impone la regulación del tránsito y la señalización de la vía. Para todos los ocupantes del vehículo, aparte de la velocidad (o más bien el tiempo de recorrido) importa mucho la suavidad de la marcha.

Otra limitación del uso de la velocidad como medida de servicio es que la apreciación de la velocidad suele ser subjetiva. Por ejemplo, una velocidad de 50 km/h puede ser satisfactoria en una carretera en terreno escarpado o en una calle del centro de una ciudad, pero sería inaceptable en una autopista.

Determinación de elementos de diseño vial

La velocidad se utiliza para diseñar la curvatura vertical y horizontal, los peraltes, la longitud de carriles que permitan hacer cambios de velocidad y las distancias visibles mínimas que deban ofrecerse.

Determinación de elementos para la regulación del tránsito

Estos elementos comprenden las velocidades máximas permitidas, el establecimiento de zonas de no rebase, la ubicación y dimensiones de las señales y la regulación de los tiempos de los semáforos.

Definiciones relativas a la velocidad para un vehículo

Velocidad instantánea. Es la de un móvil en un instante determinado, es decir, durante un tiempo infinitamente pequeño.

Velocidad puntual. Se llama así a la velocidad instantánea de un vehículo cuando pasa por un punto de una vía. En la práctica la velocidad puntual se determina midiendo tramos de vía e intervalos de tiempo finitos, aunque sean muy pequeños.

Tiempo de recorrido. Se define como el tiempo que transcurre mientras un vehículo recorre cierta distancia, incluyendo el invertido en paradas imputables a las características de la vía, a las del tránsito o a su regulación. No debe confundirse con el *tiempo de viaje*, que es el que tarda una persona o vehículo en realizar un viaje, esto es, en ir de su origen a su destino.

Velocidad de recorido. Es el cociente que resulta de dividir el espacio andado por un vehículo entre el tiempo de recorrido correspondiente a ese espacio. Realmente se trata de una *velocidad media individual*.

Tiempo de marcha. Periodo de tiempo durante el cual un vehículo se encuentra en movimiento.

Velocidad de marcha. Se calcula por la relación entre la distancia recorrida por un vehículo y su tiempo de marcha al recorrer esa distancia. No se tiene en cuenta el tiempo en que pudiera haber estado detenido el vehículo. Es también una *velocidad media individual*.

Velocidad libre. Llamada también *velocidad a flujo libre*, es la velocidad de marcha de aquellos vehículos cuyo avance no está impedido ni por la interacción vehicular ni por la regulación del tránsito. Refleja, por lo tanto otros factores que inciden en la velocidad como las características del conductor, del vehículo, de la vía y del medio ambiente.

Velocidad de régimen

Se llama también *velocidad sostenida* y es la máxima velocidad libre constante que puede mantener un vehículo al subir por una pendiente ascendente, después de haber agotado el exceso de energía cinética que pudiera haber tenido al empezar a subirla, o haber acelerado a su máxima velocidad posible. Es importante cuando se estudia el funcionamiento de los vehículos pesados.

La Figura 2-9 muestra perfiles de velocidad de un camión norteamericano de 135 kg/cv cuando sube varias pendientes ascendentes partiendo de distintas velocidades al comienzo del ascenso. Las curvas verticales no se tienen en cuenta. Las velocidades de régimen alcanzadas corresponden a las porciones horizontales de los perfiles. Obsérvese que en pendientes suaves las velocidades de régimen después de acelerar y decelerar no coinciden.

Definiciones para una serie de vehículos

Cuando se mide la velocidad de una serie de vehículos que recorren un trecho de vía y se desea calcular la velocidad media de todos ellos, existe la disyuntiva entre promediar los valores de las velocidades medias individuales de los vehículos o dividir la longitud del trecho entre el promedio de sus tiempos de recorrido. Uno y otro procedimiento producen valores distintos de la media si todos los vehículos no van a la misma velocidad como sucede siempre en la vida real. Por esta razón, el ingeniero de tránsito debe tener muy presente esta anomalía.

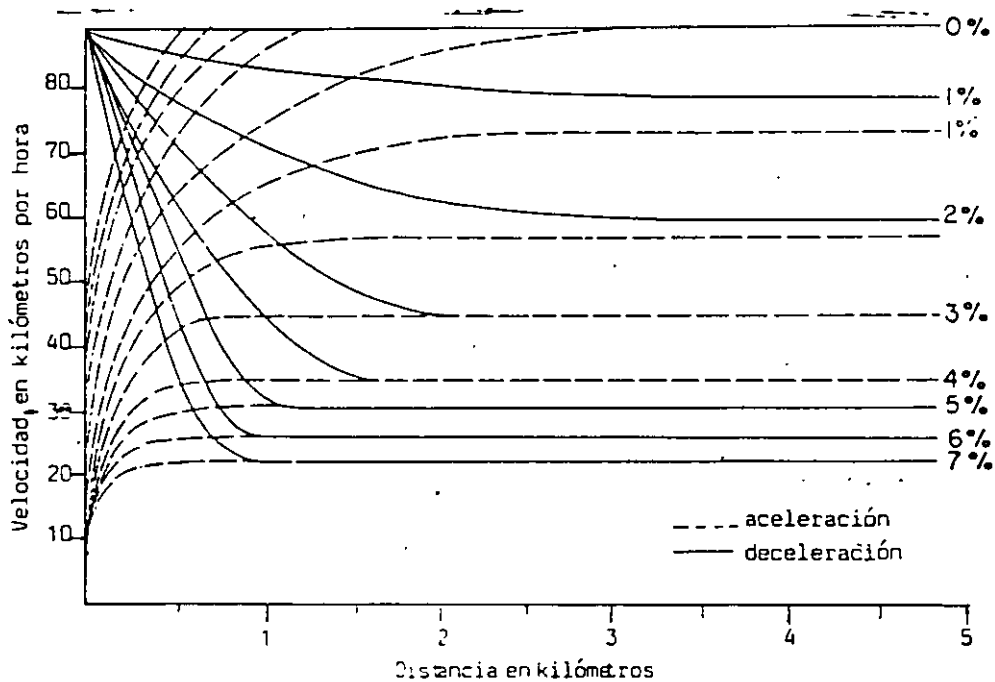


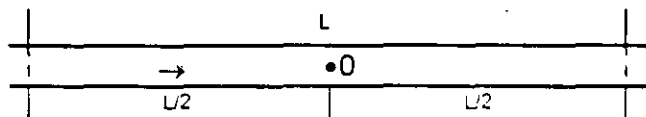
Figura 2-9. Perfiles de velocidad de un camión norteamericano de 135 kg/cv
FUENTE: Highway capacity manual Special Report 209 Transportation
Research Board (Washington, DC TRB 1985), 3-37

Velocidades medias temporal y espacial

Definiciones básicas

La velocidad media temporal se ha definido como la media de las velocidades instantáneas de los vehículos al pasar *por un punto* de una vía durante cierto periodo de tiempo (distribución temporal) y la velocidad media espacial la que resulta de promediar la velocidades instantáneas de los vehículos que se encuentran en cierto tramo de vía *en un instante dado*¹⁵ (distribución espacial). Es decir, que siempre se trata de velocidades instantáneas, pero en el primer caso la distribución de estas velocidades es *temporal* y en el segundo *espacial*.

Supóngase que una corriente vehicular pasa de izquierda a derecha por un tramo de vía de longitud L , en cuyo centro se encuentra el punto O . Si durante un tiempo T pasan n vehículos por el punto O , cada uno de ellos con velocidad instantánea v_i , la velocidad media temporal de esos vehículos en O será la media aritmética de las velocidades, es decir



$$\bar{V}_t = \frac{1}{n} \sum_i^n v_i \quad 2.18$$

Si en el momento m , en medio del tiempo T , se encuentran n' vehículos en el tramo L , la media espacial de la velocidad instantánea v'_i de cada uno de esos n' vehículos será también la media aritmética de sus velocidades:

$$\bar{V}_e = \frac{1}{n'} \sum_i^{n'} v'_i \quad 2.19$$

En general la media temporal es distinta a la espacial porque normalmente $n \neq n'$ y $v_i \neq v'_i$.

Definiciones prácticas

Como estas distribuciones temporales y espaciales son incompatibles, no se puede establecer una relación matemática entre los dos tipos de velocidades, excepto en ciertos casos particulares. Sin embargo, los ingenieros de tránsito han establecido relaciones aproximadas entre ellas que se usan mucho en dos casos comunes, como se indica a continuación.

Caso 1: velocidades medidas en un tramo de vía común L

Este es el caso más frecuente. Si las velocidades instantáneas se midieron en un punto del tramo, la media temporal de las velocidades de n vehículos que pasaron por ese punto en un tiempo T está dada por la Ecuación 2.18

¹⁵ Estas definiciones se basan en el trabajo de J. G. Wardrop, "Some theoretical aspects of road traffic research", Road Paper No.36 en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 2 (Londres ICE 1952), 326-362

Si se midieron las velocidades registrando durante el periodo T el tiempo en que los vehículos recorrieron el tramo L el caso no es tan sencillo pues es posible que (1) la velocidad media varíe a lo largo de L y (2) que no todos los vehículos hayan recorrido totalmente L durante T . Si se supone que la velocidad de los vehículos en el punto medio del tramo, O , es la media de sus velocidades individuales a lo largo de L , y que todos los vehículos completaron sus recorridos durante T , las velocidades individuales en O serían $v_i = L/t_i$ donde t_i es el tiempo que tarda el vehículo i la distancia L . Transformando la Ecuación 2.18, la media temporal de las velocidades en O durante T sería:

$$\bar{V}_t = \frac{1}{n} \sum_i \frac{L}{t_i} \quad 2.20$$

El cálculo de la media espacial de las velocidades es aún más complicado, pero se puede demostrar que la siguiente expresión proporciona un valor aproximado de la velocidad media espacial.

$$\bar{V}_e = \frac{\sum \text{distancias recorridas}}{\sum \text{tiempos de recorrido}} \quad 2.21$$

Es decir, que la velocidad media espacial es aproximadamente el cociente del total de las distancias recorridas por todos los vehículos que pasaron por O durante T , dividido entre el total de sus tiempos de recorrido. Las sumas de las distancias recorridas es en este caso la longitud del tramo L multiplicada por el total de vehículos observados n , y si t_i es cada tiempo individual de recorrido, la Ecuación 2.20 quedará transformada en

$$\bar{V}_e = \frac{L}{\frac{1}{n} \sum_i t_i} \quad 2.22$$

Muchos ingenieros de tránsito definen la velocidad media espacial simplemente como la relación entre la suma de las distancias recorridas dividida entre la suma de los tiempos de recorrido, tal como se expresa en la Ecuación 2.21; o bien como el cociente de la longitud de un tramo fijo y el promedio de los tiempos invertidos en recorrer ese tramo como indica la Ecuación 2.22.

Tabla 2-9
Reducción de los tiempos que han tardado cinco vehículos en recorrer una distancia de 60 metros

Vehículo	Tiempo de recorrido (s.)	Velocidad (m/s)
1	2	30
2	3	20
3	4	15
4	5	12
5	6	10
Total	20	77

EJEMPLO: Supóngase que se ha medido el tiempo que han tardado respectivamente cinco vehículos en recorrer un tramo de 60 metros y se desea estimar la velocidad media temporal en medio del tramo durante el periodo de observación y la media espacial en el tramo en cualquier momento. Los resultados de las observaciones y su reducción aparecen en la Tabla 2-9.

Aplicando las Ecuaciones 2.24 y 2.25 se calculan respectivamente valores estimados de de las medias temporal y espacial de las velocidades medidas:

$$\bar{V}_t = \frac{1}{n} \sum_i^n \frac{L}{t_i} = \frac{1}{5} \times 87 = 17.4 \text{ m/s}$$

$$\bar{V}_e = \frac{L}{\frac{1}{n} \sum_i^n t_i} = \frac{60}{\frac{1}{5} \times 20} = 15 \text{ m/s}$$

En este ejemplo, la media temporal estimada es mayor que la espacial. Así siempre debe ocurrir, como ha demostrado Wardrop¹⁶.

Aunque no se disponga de valores de los tiempos de recorrido, aún es posible calcular una velocidad media compatible con la velocidad media espacial. Si en la Ecuación 2.22 se divide numerador y denominador entre la distancia recorrida L , se tiene:

$$\bar{V}_e = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum_i^n \frac{t_i}{L}} = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum_i^n \frac{1}{V_i}} \quad 2.23$$

Esta expresión representa la *media armónica* de las velocidades individuales y constituye un estimativo de la media espacial en las inmediaciones de donde se hicieron las observaciones. Se puede demostrar matemáticamente que la media armónica es siempre igual o menor que la aritmética, y refleja la diferencia entre las medias temporales y espaciales calculadas con la ecuaciones prácticas.

↳ EJEMPLO. Supongase que en el ejemplo anterior se han captado con un medidor de radar las velocidades de la tercera columna de la Tabla 2.9, y se quiere comparar su media con medias espaciales medidas en el mismo tramo en otros momentos. La media armónica de esas velocidades que es un valor estimado de la media espacial, será, por la Ecuación 2.23

$$\bar{V}_e = \frac{1}{\frac{1}{5} \left(\frac{1}{30} + \frac{1}{20} + \frac{1}{15} + \frac{1}{12} + \frac{1}{10} \right)} = 15.0 \text{ m/s}$$

que es la misma velocidad media espacial que se estimó utilizando los tiempos de recorrido. En este ejemplo la media temporal calculada es exacta, pues se ha medido en un punto durante un periodo de tiempo, mientras que la media espacial es una aproximación

¹⁶ Ibid., 356

Caso 2: velocidades medidas durante un lapso común T

Este es el caso en que se mide las distancias recorridas simultáneamente por cada vehículo dentro de un tramo de vía durante un periodo de tiempo muy corto. Aquí se conoció la distribución espacial de las velocidades y generalmente sólo interesa la velocidad media espacial.

Si dentro de un tramo L, los vehículos de una corriente recorren una distancia l_i durante el mismo tiempo T, la velocidad media espacial se puede calcular basándose en la Ecuación 2.20, donde las distancias recorridas son distintas para cada vehículo pero el tiempo de recorrido es el mismo para todos ellos. La ecuación calculadora específica es la siguiente:

$$\bar{V}_e = \frac{\sum l_i}{nT} \quad 2.24$$

donde: \bar{V}_e = velocidad media espacial
 l_i = distancia recorrida por el vehículo i
 n = número de vehículos observados
 T = tiempo de recorrido común

EJEMPLO: En una cuadra de una vía urbana se han tomado dos fotografías aéreas separadas por un intervalo de 2 segundos y se han medido en la fotografía desplazamientos de los cinco vehículos que se encontraban en esa cuadra, que aparecen en la Tabla 2-10. Se desea conocer la media espacial de esos cinco vehículos.

Tabla 2-10
Desplazamientos y velocidades de cinco vehículos observados en dos fotografías tomadas con intervalo de dos segundos

Vehículo	Distancia recorrida (m)	Tiempo de recorrido (s)	Velocidad individual (m/s)
1	60	2	30
2	40	2	20
3	30	2	15
4	24	2	12
5	20	2	10
Total	174	10	97

Aplicando la Ecuación 2.24 se tiene:

$$\bar{V}_e = \frac{\sum l_i}{nT} = \frac{174}{10} = 17.4 \text{ m/s}$$

Obsérvese que las velocidades individuales de los vehículos son iguales a las que muestra la Tabla 2-9, y la media espacial calculada aquí es numéricamente igual a la media temporal de ese ejemplo

anterior. La razón de esta aparente anomalía es que las velocidades del ejemplo anterior se midieron en el transcurso del tiempo en un mismo lugar, es una *distribución temporal*, mientras que aquí se midieron simultáneamente a lo largo de cierto espacio, es una *distribución espacial*. La media espacial calculada aquí no es un valor estimado,

sino la verdadera media espacial. En este caso no hay razón para estimar la media temporal.

Muchos consideran que la velocidad media temporal es sinónima de la velocidad puntual media aunque hay veces que no resulta así. Lo que sucede es que cuando se mide la velocidad puntual es más natural calcular la media temporal, mientras que si se miden tiempos de recorrido en tramos largos, los datos se prestan mejor para estimar la media espacial. Lo importante es que cuando se realice un estudio sobre velocidades empleando distintos métodos, o cuando se comparen los resultados de vanos estudios, todas las medias calculadas deben ser o bien temporales o bien valores estimados de las espaciales para que haya compatibilidad entre ellas. No hay que olvidar que la manera segura de calcular la media espacial con exactitud es determinando simultáneamente las velocidades de todos los vehículos en un tramo; de otro modo lo que se obtiene generalmente son valores estimados. En ingeniería de tránsito existe la tendencia a calcular o estimar la velocidad media espacial, porque como ha demostrado Wardop¹⁷, se relaciona matemáticamente mejor tanto con el volumen como con la densidad del tránsito.

Distintos tipos de velocidades medias colectivas

Las dos velocidades medias, la temporal y la espacial, se pueden calcular para los distintos tipos de velocidades que se ha definido tales como *velocidad media puntual, de recorrido, de marcha, libre y de régimen*. Naturalmente, la media espacial es la indicada para las velocidades medias de marcha y de recorrido

Factores que causan variaciones en las velocidades de los vehículos

Se pueden distinguir entre estos factores: los *físicos*, que afectan el funcionamiento de los vehículos y las percepciones del conductor, los *sicológicos* que modifican el comportamiento del conductor y los *artificiales*, que también influyen en ese comportamiento imponiendo restricciones al mismo

Tipo de conductor

Todo conductor imprime su personalidad en la velocidad que hace desarrollar a su vehículo. Este es un *factor* sicológico interno que resulta muy importante porque en la inmensa mayoría de los casos la máxima velocidad que alcanza un vehículo no es la máxima que *puede* desarrollar, sino la máxima a la que *quiere* ir su conductor. Según Oppenlander¹⁸ pocos son los conductores de automoviles que intentan alcanzar la mayor velocidad que su vehículo puede desarrollar, y en muchos casos ni saben cual es esa velocidad. La que imparten a su automóvil depende grandemente de características personales, tales como la destreza y la actitud al conducir. Esas características varían de un individuo a otro lo que produce variaciones correspondientes en las velocidades a que circulan los automóviles.

¹⁷ Ibid. 356

¹⁸ J. C. Oppenlander, "Variables influencing speed characteristics: Review of literature" - Revision bibliográfica de numerosas fuentes. En *Special Report 89* (Washington, D. C., U.S. Highway Research Board, 1966) 3

Cuando se trata de camiones manejados por conductores profesionales, las particularidades del conductor están más reprimidas y la velocidad del vehículo depende más bien de sus características mecánicas y otros factores ajenos al camionero.

Tipo y características de vías y vehículos

En *vías rurales*, que son casi siempre de circulación continua, en general los autobuses desarrollan mayor velocidad que los automóviles y éstos más que los camiones. Las curvas cerradas, las distancias visibles, la calidad y el estado del pavimento, el número y ancho de los carriles, el ancho y condiciones de las bermas son factores que influyen en la velocidad de todos los vehículos. La inclinación y longitud de las pendientes afectan también la velocidad, de los vehículos pero su efecto es mucho más pronunciado en los vehículos pesados que en los ligeros debido a la mayor relación peso/potencia de aquéllos.

Las pendientes ascendentes y descendentes afectan desigualmente la velocidad de los camiones, según la inclinación de éstas. En un estudio realizado en Colombia por Guardela, Moreno y Nieves¹⁹, no se encontró diferencia apreciable entre el efecto de las pendientes ascendentes y descendentes en la velocidad de camiones cargados cuando éstas eran de menos del tres por ciento.

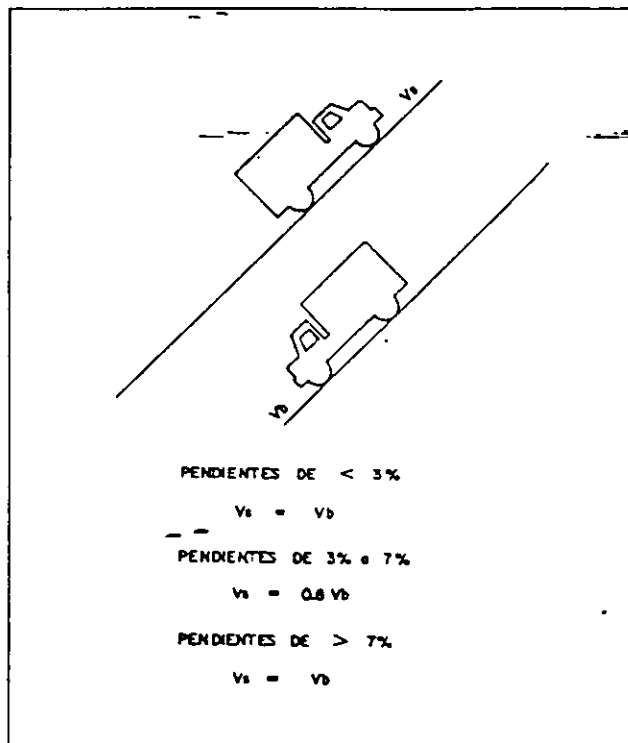


Figura 2-10 Comparación de las velocidades de camiones cargados subiendo (V_s) y bajando (V_b) cuestas de distintas inclinaciones en Colombia

En pendientes del tres al siete por ciento la velocidad de los camiones que ascendían era como un 80 por ciento de la velocidad de los que descendían; y si las pendientes eran superiores al siete por ciento las velocidades de ascenso y descenso se igualaban de nuevo. Este fenómeno se muestra en la Figura 2.10.

En *vías urbanas*, que suelen ser de circulación discontinua, la influencia de la mayor relación peso/potencia se manifiesta más en las aceleraciones partiendo del reposo, como se ha visto, pero luego, las velocidades de los vehículos de distintos tipos no difieren mucho pues las restricciones que impone el medio vial urbano tiende a emparejarlas. Esas restricciones tienen poco que ver normalmente con la alineación horizontal y vertical, pues se deben más a la regulación del tránsito, a la interacción vehicular y a ciertos efectos psicológicos del medio tales

¹⁹ Pedro Guardela, Luis Moreno y Jorge Nieves, "Capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles para Colombia" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayan, Colombia, 1987)

como la presencia de peatones y vehículos estacionados y estacionándose.

Aquí los autobuses, que son comúnmente autobuses urbanos con paradas frecuentes, desarrollan menor velocidad (de recorrido) que los automóviles y los camiones.

Medio ambiente y hora del día

La influencia del medio ambiente en la velocidad puede ser física, psicológica, o ambas a la vez. Así, la lluvia, la niebla y la obscuridad limitan la visibilidad del conductor, pueden hacer resbaladiza la superficie de rodadura, y lo obligan a aumentar el tiempo y distancias disponibles para reaccionar y parar o maniobrar; y además crean condiciones a las que él no está tan acostumbrado y hacen disminuir su confianza. Aunque se han hecho varios estudios para cuantificar la influencia de estos factores sobre la velocidad, sus resultados han sido escasos y a veces contradictorios.

Cuando un conductor está realizando un viaje largo, va creciendo su confianza, lo que lo induce a ir desarrollando mayores velocidades. También tiende a ir más rápido por vías con las que está más familiarizado.

Durante las horas pico las velocidades *a flujo libre* son más altas que en las horas valle. Esto no quiere decir que todas las velocidades *de recorrido* sean también mayores, pues en las horas pico son también mayores los impedimentos a la circulación que causa la interacción vehicular.

Interacción vehicular

Esta interacción hace disminuir la velocidad de los vehículos. En vías de circulación continua los vehículos que van a menor velocidad retrasan a los que van más de prisa, si éstos no pueden sobrepasar pronto a aquéllos. Como los vehículos rápidos no pueden acelerar a los lentos, si la interacción entre ellos afecta a la velocidad media es para reducirla. Ahora bien, cuando existe visibilidad para adelantar en una carretera de un carril por sentido o la vía tiene más de un carril por sentido, la interacción vehicular no afectará apreciablemente la velocidad hasta que el volumen de tránsito que circula por la vía alcance un valor relativamente alto. En carreteras rurales de dos carriles este umbral está alrededor de los 1,000 v/h²⁰ y en autopistas suele estar cerca de 1,500 v/h por carril²¹ en condiciones ideales.

En vías de circulación discontinua la presencia de otros vehículos puede causar reducciones en la velocidad de un vehículo determinado, cuando sus trayectorias están en conflicto, cuando el vehículo forma parte de una cola; cuando una cola de vehículos le cierra el paso y en muchas otras circunstancias.

Esta interacción se trata con más detalles en el Tema 3

²⁰ Flor Angela Cerquera y María Consuelo Lopez, "Capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles para Colombia. Fase II" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayán, Colombia, 1990)

²¹ Guido Radelat, "Estudio sobre velocidad de corrientes vehiculares continuas y capacidad de vías" en las *Memorias del VI Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte. Tomo II* (Popayán, Colombia, Universidad del Cauca, 1990), 64.

Tabla 2-11
Velocidades de diseño recomendadas en los
Estados Unidos

Vía	Terreno	Velocidad (km/h)
autopista rural	llano	110
	ondulado	100
	montañoso	80-100
carretera troncal	llano	100-110
	ondulado	80-100
	montañoso	60-80
carretera secundaria	llano	60-100
	ondulado	50-80
	montañoso	30-60
camino vecinal	llano	50-80
	ondulado	30-60
	montañoso	30-50
autopista urbana		80-110
arteria urbana y suburbana		60-90
calle colectora		40-60
calle local		30-40

Regulación del tránsito

Los fines principales de la regulación del tránsito son mejorar la seguridad vial y la movilidad por las vías. Para lograr el primer fin, que es el que se considera más importante, muchas veces hay que sacrificar el segundo fin. Ese es el origen de las limitaciones de velocidad, cuya efectividad depende de la medida en que los conductores las obedezcan.

Velocidad de diseño

Según la AASHTO, la *velocidad de diseño* o *de proyecto* es la máxima velocidad segura que se puede mantener en un tramo específico de vía cuando las condiciones son tan favorables que sólo la limitan las

características geométricas de la vía²². Esto quiere decir que los vehículos pueden circular a la velocidad de diseño cuando la influencia de los demás factores que afectan la velocidad es menor que la de los atributos geométricos de la vía.

El Libro Verde²³ de la AASHTO²³ recomienda que la velocidad de diseño se determine teniendo en cuenta la topografía, el uso del terreno adyacente y la función e importancia de la vía. Excepto en calles locales y en estacionamientos, donde se trata que los vehículos circulen a bajas velocidades, se persigue establecer la velocidad de diseño más alta que proporcione el grado deseado de seguridad, movilidad y eficiencia dentro de las limitaciones que impone la calidad ambiental, la economía y las convenciones sociales y políticas. Por estas razones, vías similares en distintos países o regiones se diseñan para velocidades diferentes. Así, en un país industrializado puede ser recomendable usar una velocidad de diseño de 110 km/h en una vía troncal que se diseñaría para 80 km/h en un país en vías de desarrollo. Cuando la elección de la velocidad de diseño se hace de acuerdo con estas premisas, la velocidad de diseño escogida pareciera lógica a los usuarios de la vía.

En la Tabla 2-11 se presentan velocidades de diseño empleadas para distintos tipos de vías y terrenos en los Estados Unidos, que no son necesariamente las que se emplearían en otros países, pero se muestran para dar una idea sobre las variaciones relativas de estas velocidades. Están basadas principalmente en las velocidades de diseño recomendadas en el "Libro Verde"²⁴

²² American Association of Highway and Transportation Officials. *A policy on geometric design of highways and streets* (Washington, DC, AASHTO, 1990), 63

²³ *Ibid.*, 63.

²⁴ *Ibid.*, 68, 421, 434, 469, 480, 494, 524

La velocidad de diseño establece en cierta forma la categoría de la vía, por lo tanto, otros atributos geométricos deben estar a la altura de esa categoría aunque su influencia en la velocidad no sea grande. De este modo se obtiene un *diseño equilibrado*.

En *vías de circulación continua*, la curvatura horizontal es el factor principal relacionado con la velocidad de diseño, junto con los peraltes y limitaciones de distancias visibles que ella implica. Esta afecta directamente la velocidad máxima que pueden desarrollar todos los vehículos.

El equilibrio del diseño exige que mientras más alta sea la velocidad de diseño, más moderadas deben ser las pendientes, teniendo en cuenta el efecto de éstas en la velocidad de los vehículos pesados. Sin embargo, no es posible igualar las velocidades de los vehículos pesados con los ligeros, y lo único que puede aspirarse es a reducir su diferencia. También a mayores velocidades de diseño deben corresponder carriles y bermas más anchos y obstáculos laterales más alejados, pero el efecto de estos elementos de diseño sobre la velocidad que desarrolla el conductor es psicológico y hasta 1997 no había sido debidamente cuantificado.

Aunque la curvatura sea el factor de diseño que esté más estrechamente relacionado con la velocidad de diseño, su efecto está limitado a los tramos curvos de la vía. En tramos rectos (y sobre todo en pendientes moderadas) no hay factores de diseño que limiten poderosamente la velocidad de los vehículos ligeros, los que prácticamente pueden ir a la velocidad máxima que desarrolle su motor si van solos. Allí el concepto de velocidad de diseño pierde sentido.

En *vías de circulación discontinua* la velocidad de diseño encuentra menos aplicación que en las de circulación continua. En arterias urbanas, durante gran parte del día la velocidad máxima la determina la interacción vehicular y la regulación del tránsito; no las características físicas de la vía. Si se van a hacer cambios importantes en una arteria urbana y se desea establecer una velocidad de diseño, recomienda el "Libro Verde" de la AASHTO²⁵ que ésta se base en las máximas velocidades seguras y las velocidades de marcha medias que puedan alcanzarse en las horas valle, con las limitaciones que impongan los recursos disponibles.

Un principio lógico recomendable es que en toda clase de vía la velocidad de diseño debe ser superior a la máxima velocidad permitida a fin de proporcionar seguridad aun a los que vayan con exceso de velocidad.

Estudios sobre velocidad puntual

Estos estudios se realizan midiendo aproximadamente la velocidad instantánea de los vehículos que pasan por un punto de una vía. Mediante ellos se calcula o estima el valor de la velocidad de todos los vehículos que circulan por un lugar determinado en las condiciones imperantes cuando se hace el estudio así como su distribución.

Los estudios tienen muchas aplicaciones en la ingeniería de tránsito. Se usan para establecer restricciones de velocidad, indicar la velocidad segura en curvas, y proporcionar información

²⁵ Ibid. 66

relativa a la ubicación de señales de tránsito y a la regulación de los semáforos. Si se hacen estos estudios periódicamente, es posible conocer tendencias en la velocidad. También pueden usarse para valorar los efectos en el tránsito de un cambio en una vía.

Métodos y equipo para tomar datos sobre velocidad instantánea

Para obtener los datos sobre velocidades instantáneas se emplean dos técnicas fundamentales. Una de ellas consiste en medir el tiempo en que los vehículos recorren una distancia conocida; la otra mide directamente la velocidad utilizando una onda de radio que es reflejada por el vehículo en movimiento.

Medida del tiempo de recorrido en una distancia fija.

Con cronómetro y enoscopio

Probablemente el medio más antiguo y asequible para determinar las velocidades de los vehículos sea usando un cronómetro. Se mide una distancia sobre la vía, es decir, una base y se marca. El cronómetro se pone en marcha cuando un vehículo entra en la base y se detiene cuando el mismo vehículo sale de ella.

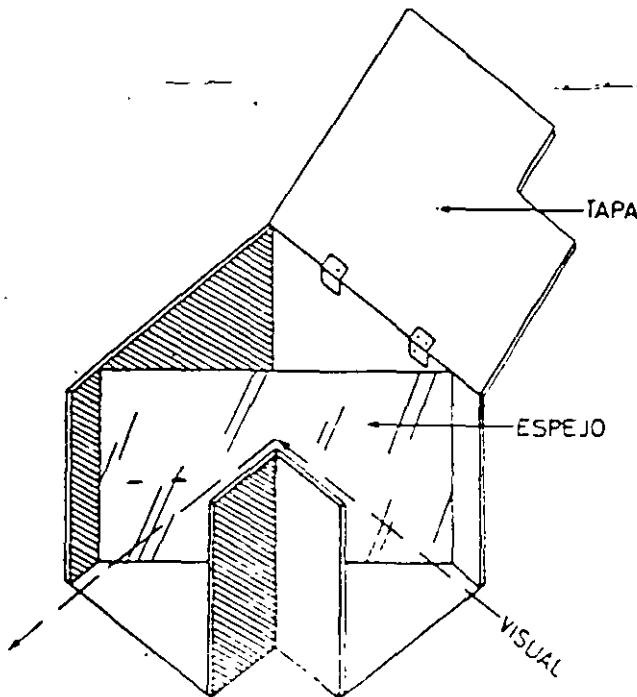


Figura 2-11 Enoscopio con la tapa levantada

Los extremos de la base pueden marcarse con pintura en el pavimento pero al hacer las observaciones se cometen errores de paralaje. Estos errores se pueden evitar empleando enoscopios, que son cajas en forma de "L", abiertas en dos partes, con un espejo colocado en su interior a un ángulo de 45° con las paredes de la caja que dobla a 90° la visual del observador. Su construcción es barata. Véase la Figura 2-11.

El enoscopio puede colocarse en un extremo de la base con un brazo de la "L" perpendicular a la trayectoria de los vehículos y el otro apuntando hacia el observador que se sitúa en el otro extremo de la base. Es conveniente que éste se ubique frente a un árbol o poste que haya al otro lado de la calle y ponga en marcha el cronómetro cuando el vehículo interrumpa su visual al árbol o poste.

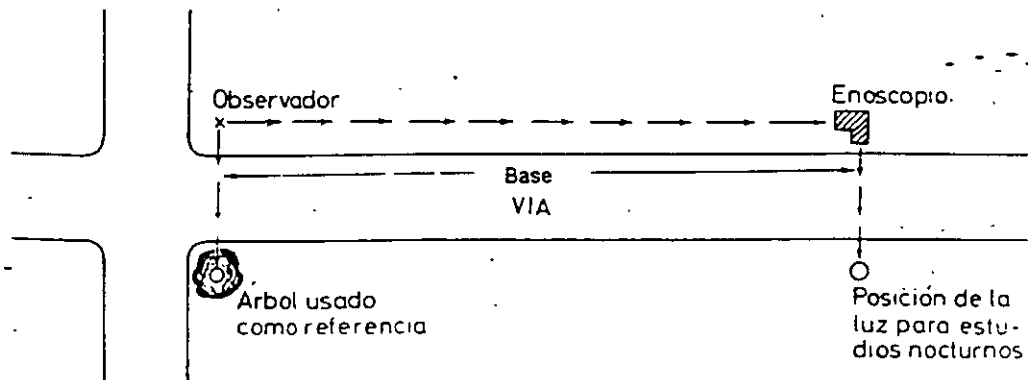


Figura 2-12 Disposición del observador y el enoscopio en una vía urbana.

Cuando el observador percibe la imagen de un vehículo en el enoscopio, pone en marcha el cronómetro y no lo para hasta que el mismo vehículo pase frente a él. Entonces anota el tiempo transcurrido. Se pueden hacer observaciones nocturnas colocando una luz directamente frente al enoscopio, cuyo rayo interrumpen los vehículos al pasar. Véase la Figura 2-12.

Es más conveniente (y sobre todo cuando las bases son largas) usar dos enoscopios, colocando cada uno de ellos en un extremo de la base, y situándose el observador a media distancia entre los enoscopios

El procedimiento es de bajo rendimiento, pues el observador no puede empezar a medir la velocidad de un vehículo hasta que no haya terminado de medir la del vehículo anterior, por lo que generalmente se dejan de observar muchos vehículos si los volúmenes son altos. Por eso en este caso es mejor, hacer una selección que produzca resultados aleatorios; por ejemplo, observando un vehículo de cada 2, 3, 5, etc. Cuando el tránsito es intenso se corre el riesgo de confundir con otro el vehículo que se observó en el primer enoscopio.

La principal ventaja de este procedimiento es que requiere una inversión mínima de recursos, pero los avances tecnológicos de estos últimos años han hecho más accesibles al ingeniero de tránsito instrumentos que miden la velocidad puntual en forma más rápida, económica y confiable. El uso de los cronómetros y enoscopios va desapareciendo de los países industrializados, al punto que Robertson²⁶ considera que el procedimiento es "baja tecnología"

²⁶H Douglas Robertson, "Spot speed studies" Capítulo 3 del *Manual of transportation engineering studies*, red. Robertson (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1994), 37

Con instrumentos registradores

Aun usando enoscopios, si se emplea una computadora portátil provista de reloj integrado en vez de un cronómetro, es posible medir las velocidades puntuales en forma más eficiente y segura y los resultados quedan en un medio utilizable por programas informáticos.

Un paso adelante es utilizar una computadora de uso general o especial que recibe información proveniente de elementos detectores colocados en la calzada, que captan el paso de prácticamente todos los vehículos. Estos elementos se suelen colocar en pares a fin de formar una base para medir velocidades utilizando el tiempo que tarda un vehículo en ir de un elemento detector al siguiente. Como también es posible captar el tiempo de permanencia de cada vehículo sobre un elemento detector, la información obtenida puede ser no solamente el tiempo de recorrido de cada vehículo, sino también la longitud del vehículo, el intervalo y separación intervehiculares, el volumen de tránsito, etc. De este modo es factible adquirir, reducir y analizar gran cantidad de información con mínimo esfuerzo.

Los elementos detectores pueden ser fijos o portátiles. Los elementos fijos que se usan más son los detectores de lazo empotrados en el pavimento, generalmente en instalaciones permanentes, para adquirir información sobre la circulación del tránsito que sirva para regularlo o transmitir la información a conductores. Los elementos portátiles pueden ser mangueras de caucho (que van desapareciendo), cintas interruptoras y detectores de lazo portátiles que se pueden fijar en esteras de caucho para ponerlos y quitarlos con facilidad. También es posible combinar detectores de lazo fijos con cintas interruptoras portátiles, como muestra Robertson²⁷.

La principal desventaja de los elementos detectores que resaltan sobre el pavimento es que muchos conductores aminoran su marcha cuando ven algo que creen pueda servir para vigilar su velocidad. Esto se aplica también a los enoscopios, que deben tratar de ocultarse.

Con técnicas fotográficas

Esta técnica, en la que se emplea ahora principalmente filmadoras de video con reloj integrado, tiene ventajas inherentes que se han mencionado tales como: (1) registro permanente, (2) observación y clasificación de todos los vehículos, (3) extracción de la información con los recursos y comodidades de la oficina, y (4) captación de más detalles informativos inclusive los imprevistos

Entre sus desventajas se pueden citar (1) necesidad de encontrar un sitio apropiado para colocar la filmadora, (2) lentitud de la extracción de los datos comparada con la hecha por instrumentos registradores, así como la mayor probabilidad de que se cometan equivocaciones (aunque se pueden corregir si se identifican).

Para usarla hay que medir en el campo una base (o bases) de longitud apropiada, definida por dos marcas u objetos que puedan verse en la pantalla de televisión. Los tiempos de recorrido se pueden digitar directamente en una computadora de escritorio.

²⁷ Ibid., 43

Como sucede también en otros estudios, aunque se obtenga la información principal mediante instrumentos registradores, suele ser conveniente complementar esta información con la imagen viva que ofrece el método fotográfico.

Longitud de base

La longitud apropiada de la base para medir velocidades depende principalmente del grado de precisión deseado, la velocidad máxima de los vehículos que se observan y de la apreciación del tiempo de recorrido. Esta apreciación la determina principalmente el instrumento que se use y la pericia del observador.

El error de apreciación máximo del tiempo de recorrido de la base es lógicamente la mitad de la apreciación del mismo; es decir, si la apreciación es de un segundo el error de apreciación máximo sería de medio segundo, positivo o negativo.

El error de apreciación máximo de la velocidad puntual sería, en términos absolutos:

$$e = \frac{L}{t} - \frac{L}{t + \frac{a}{2}} \quad 2.25$$

donde: e = error de apreciación de la velocidad puntual

L = longitud de la base

t = tiempo de recorrido de la base

a = valor absoluto de la apreciación del tiempo de recorrido

Expresando el error e como proporción o tanto por uno de la velocidad, se tiene:

$$e = kV \quad 2.26$$

donde: k = número positivo, prácticamente < 1

V = velocidad puntual

Igualando las ecuaciones 2.25 y 2.26 haciendo $t = LV$, despejando L y convirtiendo unidades queda, para valores límites

$$L = \frac{aV(1-k)}{7.2k} \quad 2.27$$

donde: L = longitud mínima de la base (m)

a = apreciación del tiempo de recorrido (s)

V = velocidad puntual esperada (km/h)

k = error máximo tolerable de la velocidad puntual como proporción de ésta

Las bases son muy grandes cuando la apreciación es poco precisa, el error tolerable pequeño y las velocidades altas, al extremo que lo que se mide dista mucho de ser una verdadera

velocidad puntual. No obstante, hay que advertir que el error tolerable en que se basa la Ecuación 2.27 es el de las observaciones individuales y que lo que generalmente se calcula es la media de las velocidades, cuyo error disminuye en función de la raíz cuadrada del número de observaciones. Todo esto resulta demasiado complicado para casos sencillos. En condiciones ordinarias, Box y Oppenlander²⁸ recomiendan que se usen bases mínimas de 25 m para velocidades puntuales esperadas menores de 40 km/h, 50 m para velocidades entre 40 y 65 km/h, y de 75 m para velocidades mayores.

En el caso de las mediciones con elementos detectores e instrumentos registradores, bases de dos o tres metros producen resultados aceptables porque es posible apreciar la velocidad con mayor exactitud y observar un gran número de vehículos

Medida directa de la velocidad con radar

Los medidores de velocidad a base de radar son los instrumentos más empleados actualmente para medir velocidades. Se basan en el principio fundamental que una onda de radio reflejada por un objeto en movimiento experimenta una variación en su frecuencia que es función de la velocidad del objeto. Eso es lo que se conoce como *principio Doppler*. Midiendo cuidadosamente el cambio de frecuencia es posible determinar la velocidad del objeto.

Estos medidores pueden montarse en un tripode, en un vehículo o sostenerse con la mano para medir las velocidades de los vehículos. Su uso es muy sencillo pues basta con apuntar hacia el vehículo, apretar un gatillo (si acaso), leer la velocidad directamente en una pantallita y anotarla. La velocidad aparece redondeada a kilómetros por hora (o millas por hora) enteros.

Como la velocidad que miden estos instrumentos es la del vehículo con respecto al medidor, ésta resulta menor que la que lleva el vehículo con respecto a la vía. Esto sucede porque la distancia recorrida por el vehículo a lo largo de la vía en la unidad de tiempo es mayor que el cambio correspondiente en la distancia de él al medidor. Para corregir este error habría que dividir la velocidad medida entre el coseno del *ángulo de incidencia*, o sea, el que forma la visual del medidor al vehículo con la alineación de la vía. Esto no es fácil porque para que este ángulo no cambie hay que mantener fijo el instrumento. En general, si el ángulo es menor de 45° los errores introducidos no son importantes.

De todos los instrumentos para medir la velocidad que ven los conductores, el que más temen es el medidor de radar. A fin de que éste no afecte la velocidad natural de los vehículos, debe ponerse gran cuidado en ocultarlo y, si es posible, apuntar a los vehículos por detrás.

²⁸ Paul C. Box y Joseph C. Oppenlander. *Motor vehicle engineering studies*, 4a ed. (Washington, DC: Institute of Transportation Engineers, 1976), 82. Existe una buena traducción al castellano de esta obra denominada *Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito* (México, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería S.A., 1985).

Número de observaciones

Si se desea obtener la media aritmética de la velocidad puntual, el número de observaciones apropiado se puede estimar utilizando la siguiente ecuación, que está generalizada para cualquier nivel de confianza:

$$n \geq \left(\frac{z \hat{\sigma}}{e} \right)^2 \quad 2.28$$

donde: n = número de observaciones o tamaño de la muestra a tomar
 $\hat{\sigma}$ = estimativo de la desviación típica de la población de velocidades
 z = constante correspondiente al nivel de confianza deseado
 e = error tolerable máximo en la media de velocidades

Tabla 2-12
Valores de la constante z para varios niveles de confianza

Nivel de confianza (%)	Valor de la constante z
68.3	1.00
90.0	1.64
95.0	1.96
95.5	2.00
99.0	2.58
99.7	3.00

La Tabla 2-12, basada en las propiedades de la distribución normal, presenta los valores de la constante z para los niveles de confianza más comunes. Los niveles de 95% y 95.5% son los más usados en las medidas de velocidades. En casos muy especiales en que se necesite mayor confianza en los resultados se emplean los niveles de 99% y 99.7%.

Si no se dispone de un buen estimativo para la desviación típica de la población de velocidades individuales se puede usar inicialmente un valor tomado de la Tabla 2-13.

Luego, si se van tomando más datos, se pueden ir calculando valores más precisos de la desviación típica y con ellos ir corrigiendo el valor del número de observaciones.

El error tolerable máximo en la media de velocidades suele estar comprendido entre uno y cinco km/h y es generalmente de dos o tres km/h. El procedimiento está basado directamente en las propiedades de la distribución normal, por lo cual el número de observaciones o tamaño de la muestra no debe ser menor de 30.

Tabla 2-13
Desviaciones típicas comunes de velocidades puntuales para distintos tipos de tránsito y vía (km/h)

Tipo de tránsito	Tipo de vía	Desviación típica
rural	dos carriles	5.5
rural	cuatro carriles	6.6
intermedio	dos carriles	5.5
intermedio	cuatro carriles	6.6
urbano	dos carriles	7.7
urbano	cuatro carriles	8.8
valor redondeado		5.0

FUENTE: Box y Oppenlander, *Manual of traffic engineering studies*, 80

Reducción, análisis y presentación de los datos

Una vez tomados los datos en bruto sobre velocidad hay que proceder a reducirlos a la información que se desea obtener y analizarlos para poder interpretar su significado.

Reducción de los datos

La reducción comprende las operaciones aritméticas necesarias para expresar la velocidad de los vehículos en las unidades que se desean, lo cual puede requerir la conversión de tiempos de recorrido en velocidad. También se considera reducción el ordenamiento de los valores de las velocidades en tablas, su agrupación en clases dentro de ciertos intervalos, el cálculo del porcentaje que cae en cada clase, la acumulación de esos porcentajes hasta cada clase partiendo de la primera o la última clase, y la representación gráfica de los porcentajes individuales y acumulados en forma de *histogramas* y *ojivas* como se describe a continuación. Estas últimas actividades lindan con el análisis. El siguiente ejemplo se presenta con la intención de aclarar e ilustrar las actividades de reducción de datos.

☞ EJEMPLO: El caso que se expone aquí es real y aunque no corresponde a condiciones habituales, representa una de las muchas circunstancias especiales que encuentra el ingeniero de tránsito en su trabajo.

Tabla 2-14
Velocidades (km/h) medidas con radar en una
carretera en terreno montañoso

Obs	km/h	O	km/	O	km/	Obs	km/h
		bs	h	bs	h		
1	72	26	53	51	57	76	47
2	72	27	50	52	66	77	57
3	56	28	39	53	66	78	72
4	58	29	60	54	62	79	65
5	81	30	71	55	39	80	63
6	42	31	67	56	39	81	49
7	38	32	67	57	39	82	50
8	37	33	54	58	97	83	54
9	37	34	57	59	32	84	48
10	48	35	59	60	59	85	79
11	57	36	44	61	69	86	49
12	62	37	54	62	60	87	49
13	45	38	73	63	58	88	56
14	68	39	79	64	68	89	49
15	52	40	34	65	67	90	55
16	68	41	44	66	81	91	53
17	49	42	42	67	60	92	75
18	61	43	37	68	55	93	69
19	64	44	54	69	50	94	58
20	73	45	58	70	47	95	58
21	62	46	55	71	46	96	60
22	57	47	42	72	41	97	59
23	56	48	50	73	39	98	55
24	55	49	63	74	39	99	57
25	63	50	51	75	49	100	56

FUENTE: Oscar Muñoz Muñoz, estudio para verificar el manual de capacidad para carreteras colombianas de dos carriles. Bogotá: Ministerio de Transporte, junio de 1971.

observadas aparecen en la Tabla 2-14

Con el fin de verificar un procedimiento para predecir la velocidad media en carreteras de dos carriles, se midió en una de estas vías la velocidad puntual de los vehículos, con medidor de radar, en el punto medio de una pendiente ascendente del 5% y un km de longitud. El volur de tránsito era de 420 v/t. Estaba compuesto por un 77% de automóviles, 9% de autobuses y 14% de camiones. Se trató de limitar el error de inferencia de la media aritmética de las velocidades a 2 km/h al nivel de confianza de 95%. Suponiendo que la desviación típica de las observaciones individuales fuera de 8.5 km/h y utilizando la ecuación 5.4 se calculó que se necesitarían al menos 70 observaciones para no rebasar el error tolerable. Se hicieron 100 observaciones. Se clasificaron los vehículos observados en automóviles, autobuses y camiones. También se anotó si el vehículo iba libre (o a flujo libre) o restringido por otro vehículo. Las velocidades

A fin de poder apreciar más fácilmente las variaciones de la velocidad puntual, se clasificaron los valores en clases definidas por intervalos como puede verse en las columnas primera, segunda y tercera de la Tabla 2-16. Allí se indican respectivamente el intervalo, su punto medio y el número de valores que caen dentro del intervalo. En la cuarta columna se presenta el porcentaje del número total de observaciones que corresponde a cada clase. Finalmente, en la quinta columna están los porcentajes acumulados, es decir, la suma de los porcentajes de observaciones de velocidades menores que el límite superior del intervalo correspondiente.

Con los valores de las columnas segunda y cuarta de la Tabla 2-15 se ha dibujado un *histograma* de las velocidades (Figura 2-13), que es un gráfico formado por rectángulos cuyas bases representan los intervalos de las clases de velocidades, y su altura el porcentaje del número total de observaciones que caen dentro de esos intervalos.

La Figura 2-14 muestra la curva de la distribución acumulativa de velocidades u *ojiva* del ejemplo que se presenta. Se ha trazado usando como abscisas los valores de los límites superiores de la clase de velocidades (segundo valor de la primera columna de la Tabla 2-15), y como ordenadas los porcentajes acumulados de las observaciones (quinta columna). Así, a cada valor de la velocidad corresponde el porcentaje de vehículos que circularon a velocidades menores que aquella.

Análisis de la información: aplicación de estadística descriptiva

La reducción de los datos proporciona la información que se busca, pero la estadística descriptiva brinda ciertos valores representativos que indican claramente características importantes de esa información, tales como la *tendencia central* y la *variabilidad*.

Tabla 2-15
Agrupación de los valores de las velocidades de todo tipo de vehículo en clases y porcentajes en cada clase

Clase de velocidades (km/h)	Punto medio (km/h)	Observaciones por clase		
		Núm.	%	Porcentaje acumulado
22.5 - 27.5	25	2	2	2
27.5 - 32.5	30	1	1	3
32.5 - 37.5	35	2	2	5
37.5 - 42.5	40	12	12	17
42.5 - 47.5	45	7	7	24
47.5 - 52.5	50	12	12	36
52.5 - 57.5	55	17	17	53
57.5 - 62.5	60	17	17	70
62.5 - 67.5	65	9	9	79
67.5 - 72.5	70	7	7	89
72.5 - 77.5	75	4	4	93
77.5 - 82.5	80	6	6	99
82.5 - 87.5	85	0	0	99
87.5 - 92.5	90	0	0	99
92.5 - 97.5	95	1	1	100
Total		100	100	

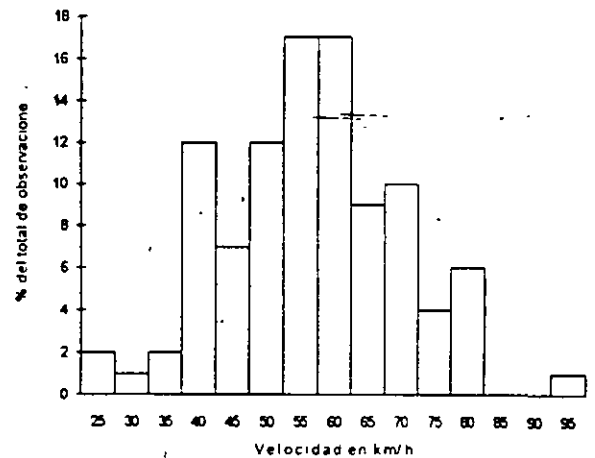


Figura 2-13 Histograma de velocidades puntuales

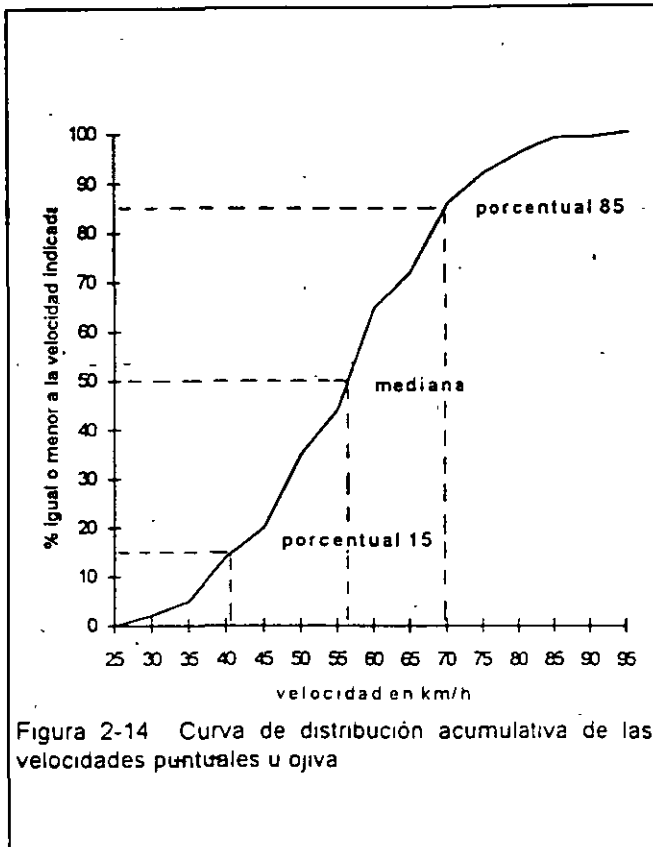


Figura 2-14 Curva de distribución acumulativa de las velocidades puntuales u ojala

La tendencia central es importante porque da una idea general sobre la velocidad típica en las condiciones de vía y tránsito que se estudian. El conocimiento de la variabilidad de las velocidades también es necesario porque influye en el valor de la velocidad típica, como se verá en el capítulo siguiente, e incide en la seguridad vial. Si la variabilidad de velocidades (y especialmente la de velocidades libres) es amplia, serán necesarias muchas maniobras de adelanto que pueden propiciar la ocurrencia de accidentes.

Entre los valores que caracterizan la tendencia central se encuentran las medias, la mediana, y la moda. Para cuantificar la variabilidad se emplean la amplitud, y la desviación típica; mientras que los porcentuales o percentiles dan información sobre tendencia central y variabilidad. Por razones de espacio no se ilustrará el cálculo de esas estadísticas.

Medida de velocidades libres

El conocimiento de la *velocidad libre* o *velocidad a flujo libre* es de gran valor para el ingeniero de tránsito, porque no está afectada por la interacción vehicular ni por la regulación del tránsito (excepto por la velocidad máxima permitida, a veces), y refleja más los efectos de la idiosincrasia del conductor, las características funcionales del vehículo, la calidad y condiciones de la vía, y el medio ambiente.

Medida desde un lugar fijo

La velocidad libre media en un punto o tramo uniforme de una vía se puede medir utilizando cualquiera de los métodos mencionados para medir la velocidad puntual desde un lugar fijo, pero observando solamente los vehículos que se identifican como *libres*, es decir, cuya velocidad no está afectada por la de un vehículo más lento que vaya delante de él.

Hay varios criterios para identificar un vehículo libre, pero el más empleado en los Estados Unidos es el establecido por el Manual de Capacidad Vial de 1985²⁹, que lo define como el vehículo que se desplaza con un intervalo de más de cinco segundos con respecto al que lo

²⁹ Highway capacity manual, Special Report 209 de la Transportation Research Board, (Washington, DC: TRB, 1985), 8-3

precede en el mismo carril por donde va. Se supone que si el intervalo es de menos de cinco segundos el vehículo de delante está demorando al que lo sigue.

Este criterio de identificación se puede aplicar midiendo con un cronómetro el tiempo que media entre el paso de la parte trasera de un vehículo por un punto del carril y el del paso de la parte trasera del vehículo siguiente por el mismo punto. Si ese espacio de tiempo es de más de cinco segundos se define el vehículo de atrás como libre. Después de cronometrar muchos vehículos, el observador podrá identificar los vehículos libres "a ojo", siempre que tenga la precaución de dejar un "margen de seguridad" y no registrar los casos dudosos.

Medida con un vehículo piloto

Otro procedimiento menos preciso pero más expedito para medir la velocidad libre es utilizando un vehículo piloto que recorra el tramo de interés. En líneas generales, el procedimiento puede consistir en los pasos siguientes:

1. Se selecciona un automóvil que tenga un velocímetro que funcione bien y se calibra el velocímetro con un medidor de radar de confianza que vaya apuntando a puntos fijos desde el automóvil en marcha. Las lecturas del velocímetro se comparan con las correspondientes al radar y se determina el factor de corrección del velocímetro.
2. Se calibra el conductor del automóvil midiendo su velocidad libre en un tramo de vía y comparando esa velocidad con la velocidad libre de otros automóviles que recorran el tramo. Con esos datos se calcula el factor de corrección del conductor.
3. Con el velocímetro y el conductor calibrados se recorre el tramo de vía de interés y se observa en el velocímetro la máxima velocidad sostenida cuando el vehículo piloto no está demorado por otro vehículo. Esa sería una lectura de la velocidad a flujo libre. Los recorridos del vehículo piloto no deben empezar hasta que pueda avanzar sin que haya otros vehículos inmediatamente delante de él. Para ello es preciso que el vehículo piloto espere un claro en la corriente vehicular parado en la berma u otro lugar junto a la calzada en vías rurales, o junto al bordillo después de atravesar una intersección semaforizada en vías urbanas. Otra alternativa es realizar el número de recorridos necesarios hasta obtener la velocidad a flujo libre en el porcentaje de la longitud de la vía que se estime suficiente.

Hemos usado este procedimiento en forma pragmática en estudios preliminares, tanto en medio rural como urbano, donde solo se ha querido tener una idea general sobre la velocidad a flujo libre. Es posible mejorar la precisión del procedimiento y determinar cuál es esa precisión si se aplican principios de estadística inferencial para establecer (1) errores tolerables y niveles de confianza, (2) número de comparaciones de las lecturas del velocímetro y el radar, (3) en la calibración del conductor número de los recorridos de éste y número de otros vehículos a observar, (4) en la medida de la velocidad libre el número de observaciones del velocímetro. Además, si el vehículo piloto es un vehículo ligero y existe una proporción apreciable de vehículos pesados habría que hacer un ajuste al valor de la velocidad a flujo libre para tener en cuenta la marcha más lenta de muchos de estos vehículos.

Precauciones al medir la velocidad libre

Como hay muchos factores que afectan la velocidad libre ésta se debe medir donde y cuando existan condiciones similares al escenario donde esa velocidad se vaya a aplicar. Por ejemplo, si la velocidad libre se va a utilizar en un cálculo de capacidad vial urbana, que corresponde a máximos volúmenes de tránsito, generalmente en horas diurnas de gran animación, no se puede medir esa velocidad a las dos de la mañana cuando el tránsito es muy escaso, hay poca visibilidad, y no hay apenas peatones ni maniobras de estacionamiento. Es cierto que no existe velocidad libre si hay interacción vehicular, pero aun la presencia de vehículos circulando en sentido contrario o simplemente la aprensión de que surjan posibles conflictos vehiculares, pesan lo suficiente sobre el ánimo del conductor para hacerle aminorar la marcha.

También, es mejor no incluir en la muestra de vehículos libres los que vayan a la cabeza de las caravanas o pelotones pues estos vehículos suelen ir a velocidades libres más bajas que la mayoría de ellos y su inclusión en la muestra introduciría un sesgo en el cálculo de velocidad libre media.

Demora

Llamamos *demora* al tiempo de recorrido adicional que resulta cuando un vehículo va a menor velocidad que la que desean ir sus ocupantes por causas relacionadas con la vía, el tránsito y su regulación. Es decir, que cada vez que un vehículo se detiene o aminorar su marcha por una de esas causas ajenas a la voluntad de sus ocupantes, ocurre una demora. También el concepto de demora se puede aplicar a los peatones

La mejora es sin duda la variable relativa al tránsito que perciben mejor los usuarios de la vías. En cambio, es de naturaleza subjetiva, lo que dificulta muchas veces su medida. En ingeniería de tránsito es importante conocer el valor de la demora promedio de los vehículos que componen una corriente vehicular, ya que ésta es una de las medidas que se utilizan para determinar el grado de movilidad que brinda un sistema vial.

De acuerdo a una de sus múltiples clasificaciones, la demora puede considerarse como *fija u operacional*. Definimos la *demora fija* como la causada por los atributos permanentes de la vía, tales como sus características geométricas, las condiciones de la superficie de rodadura e impedimentos físicos a la circulación. Frecuentemente el usuario de la vía, tolera o ignora esa demora al considerar que es imposible evitarla. Llamamos *demora operacional* a la motivada por la regulación del tránsito, la interacción vehicular o la combinación de ambas causas. La interacción puede ser *interna* si ocurre entre vehículos de una misma corriente vehicular, o *externa* si es con vehículos que no integran esa corriente, como los que van en sentido contrario o se estacionan. La demora operacional que puede ser predecible o no, es la que interesa más al ingeniero de tránsito y la que irrita más al usuario de la vía

Demora total media

En un tramo de vía y en un sentido dado, se considera que *demora total media* es la diferencia entre el tiempo medio de recorrido por el tramo, en las condiciones estudiadas, y el tiempo medio de recorrido ideal. Si no se tienen en cuenta las demoras fijas, el tiempo de recorrido ideal es el que corresponde a la velocidad media libre en el tramo.

Demora media por detención

En vías de circulación discontinua, tales como las arterias urbanas, un componente importante de la demora total media es la *demora media por detención*. Constituye el tiempo de recorrido adicional que resulta de las detenciones de los vehículos en lugares del tramo de vía considerado, que son principalmente los accesos a intersecciones. Esta demora a su vez se compone de la *demora media por tiempo de detención*, o simplemente *tiempo medio de detención*, y de la *demora media por deceleración y aceleración*.

El *tiempo medio de detención* es el que transcurre cuando los vehículos están detenidos, generalmente en una cola, esperando la indicación verde de un semáforo. Ahora bien, es difícil que los vehículos estén inmóviles en una cola, pues casi siempre ocurren ajustes en su separación que los hace efectuar pequeños avances. Por esa razón muchos consideran que un vehículo está detenido en una fila cuando su velocidad es menor de cierto valor que suele estar entre cinco y diez km/h. El tiempo medio de detención es fácil de identificar y de medir, y representa una parte importante de la demora total, por lo que se utiliza mucho como indicador de efectividad.

La *demora media por deceleración y aceleración* es el tiempo medio perdido al decelerar para detenerse y luego acelerar para recuperar la velocidad de marcha normal. Esta demora depende de la velocidad de marcha normal de los vehículos y de las tasas de deceleración y aceleración que emplean. En medio urbano y en condiciones habituales en los Estados Unidos, el valor de esta demora se puede aproximar por³⁰

$$d_{da} = 0.16V_m \quad 2.29$$

donde: d_{da} = demora media por deceleración/aceleración (s)
 V_m = velocidad media de marcha (km/h)

Debido al pequeño valor de la demora por deceleración y aceleración y al desconocimiento que se tiene muchas veces de la velocidad de marcha, en el manual de capacidad vial de los Estados Unidos³¹ se considera que esta demora es un 30% del tiempo de detención, cualquiera que sea el valor de este o de la velocidad de marcha.

La Figura 2-15 muestra gráficamente la relación que existe entre la demora total, la demora por detención y el tiempo de detención de un solo vehículo.

³⁰ Guido Radclat "Delay to stopping vehicles caused by decelerations and accelerations". Informe interno de una investigación. (Washington, D.C. Federal Highway Administration, 1984), 6.

³¹ Highway capacity manual, A-1

Una variable muy fácil de medir que está relacionada con el tiempo medio de detención es el *porcentaje de vehículos que se detienen*. Se refiere a los vehículos que paran al menos una sola vez en el acceso a una intersección.

Reilly, Gardner y Kell³² establecieron la siguiente ecuación de regresión basada en observaciones en 10 intersecciones urbanas

$$t_d = 0.54p_d - 9.54 \quad 2.30$$

donde: t_d = tiempo medio de detención (s)
 p_d = porcentaje (del volumen en el acceso) de vehículos que se detienen

Porcentaje de duración de demora

En vías de circulación continua, como es lógico, la demora por detención no resulta importante. En esas vías la demora total es más reveladora, pero no es fácil de medir,

pues supone la medición, no solamente de tiempos de recorridos para las condiciones estudiadas, sino también determinar los tiempos de recorridos libres o juzgar cuáles otros tiempos de recorrido serían los ideales.

En carreteras de dos carriles, donde es frecuente la formación de caravanas o pelotones de vehículos que se siguen los unos a los otros, se ha estado usando como medida de efectividad una variable más fácil de calcular que es el *porcentaje de duración de demora*. Esta variable fue introducida en la edición de 1985 del manual de capacidad vial norteamericano que la define como "el porcentaje medio del tiempo en que todos los vehículos están demorados al circular en pelotones debido a la imposibilidad de adelantar"³³. Como aun este porcentaje es difícil de medir directamente a lo largo de la vía, para estimarlo se usa como medida sustituta "el porcentaje de vehículos que pasan por un punto de la vía con intervalos entre sí de menos de cinco segundos".

Aunque esta medida indica la *duración*, pero no la *magnitud* de la demora, ha encontrado a muchos partidarios en virtud de su sencillez y del hecho de que indica fácilmente dónde y cuándo los efectos de la interacción vehicular interna sobre el tránsito son más pronunciados, aparte de los que impone la vía por sí sola.

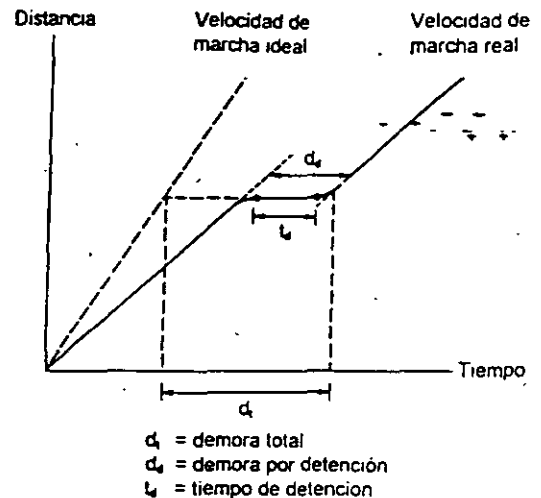


Figura 2-15 Representación de la demora total, la demora por detención y el tiempo de detención de un vehículo. Las pendientes de las líneas inclinadas representan velocidades (distancia/tiempo). Las velocidades de marcha son entre detenciones, es decir, que no tienen en cuenta deceleraciones y aceleraciones. FUENTE: McShane y Roess, *Traffic Engineering*, 402

³² W. R. Reilly, C. C. Gardner y M. E. Kell, "Análisis de la demora en intersecciones", Informe FHWA-RD-76-135 de la Federal Highway Administration, Washington, D. C., National Technical Information Service, 1976), 87.

³³ Highway capacity manual, 1985.

Estudios sobre tiempos de recorrido y demoras

Motivo

El fin de estos estudios es conocer el tiempo de recorrido y las demoras que ocurren a lo largo de una vía. Las aplicaciones de este conocimiento son similares a las aplicaciones del conocimiento sobre la velocidad que se han mencionado, pues el tiempo de recorrido es el inverso de la velocidad, al menos teóricamente; sin embargo, hay algunas diferencias entre ellas.

Cuando se busca conocer la velocidad, se piensa principalmente en la velocidad puntual, es decir, la velocidad en un punto o tramo corto de una vía para estudiar el efecto de condiciones localizadas en ellos. En cambio, el conocimiento sobre tiempo de recorrido se orienta más hacia el análisis global de lo que sucede en todo un sector de longitud apreciable o en el análisis comparativo de los diversos tramos de que se compone el sector. Ejemplos: determinación de la efectividad de rutas alternativas de un origen a un destino, o identificación de las intersecciones o cuerdas críticas en un tramo de arteria urbana.

Métodos y equipos para la toma y reducción de datos

Existen diversos métodos para determinar tiempos de recorrido y demoras, pero los principales son el del *vehículo en movimiento* y el de las *placas de matrícula*. El último de estos métodos proporciona información solamente sobre los tiempos de recorrido, mientras que con el primero se pueden obtener también datos sobre demoras.

Estos estudios se realizan principalmente en vías urbanas o semiurbanas donde la densidad del tránsito y su regulación producen reducciones apreciables en la velocidad de recorrido.

Método del vehículo en movimiento

Ya se ha mencionado de paso la aplicación de este método para medir volúmenes de tránsito, pero cuando se usa en estudios de tiempo de recorrido y demoras es necesario prestar mayor atención a la velocidad a la que circula el vehículo observador.

En este método un vehículo piloto recorre varias veces el tramo en estudio a una marcha que suele determinarse en general por dos procedimientos. En el primero, el conductor del vehículo piloto trata de "flotar" en la corriente vehicular, procurando que el número de vehículos que adelante sea igual al que lo rebasan. En el segundo, se dan instrucciones al conductor del vehículo piloto para que conserve una velocidad que, a su juicio, sea el promedio de la de todos los vehículos de la corriente en ese momento. Algunos consideran que el primer procedimiento puede resultar peligroso si el conductor se afana demasiado por mantener el equilibrio entre los sobrepasos. La tendencia actual es utilizar el segundo procedimiento pues se considera que a la luz de la experiencia, sus resultados han sido satisfactorios. Otros procedimientos menos utilizados consisten en seguir un vehículo elegido al azar o indicar al conductor que maneje en forma natural habiéndose calibrado su velocidad libre con respecto a otros conductores. También se ha usado un procedimiento en el que el conductor del vehículo trata de ir a la velocidad máxima permitida, a menos que no pueda

alcanzarla, pero donde esa velocidad máxima no se respeta, la velocidad del vehículo es muy inferior a la media, e inclusive el puede constituir un impedimento al tránsito.

Durante los recorridos del tramo en estudio se mide el tiempo de recorrido total en el tramo y los tiempos de detención en cierto puntos a lo largo del mismo, si es que se desea conocer éstos. Antes del inicio de los recorridos hay que determinar los puntos iniciales y finales del tramo que se va a estudiar, así como *puntos de control* claves para ubicar las demoras y medir los tiempos de recorrido entre ellos. En arterias urbanas, que es donde se usa más este método, los puntos de control suelen ser intersecciones semaforizadas; en autopistas, se utilizan puntos específicos en los empalmes de ramales de entrada o salida y pasos inferiores; mientras que en carreteras de dos carriles se han usado como puntos de control (sólo para tiempo de recorrido) los lugares donde cambian las características de la vía, del tránsito o del terreno.

También es preciso conocer por adelantado la longitud del tramo de estudio y la distancia entre los puntos de control, tomándolos de planos existentes o midiéndolos con odómetros de vehículos, si las distancias son largas, o con ruedas de medir, si son cortas. Naturalmente, hay que tener listos equipos y hojas de campo, y adiestrados el conductor del vehículo piloto y los observadores.

Registro manual del tiempo de recorrido y demoras

Un método que se puede utilizar, basado principalmente en recomendaciones de Box y Oppenlander³⁴, es como sigue.

Personal y equipo un conductor y un observador provisto de dos cronómetros, un tablero y hojas de campo como la mostrada en la Figura 2-16.

Procedimiento:

1. Antes de hacer los recorridos se ponen en la Hoja de Campo No. 1 todos los datos que se conozcan de antemano, tales como la fecha la identificación del tramo y la velocidad máxima establecida para que se considere que un vehículo está detenido. El número y el lugar donde se encuentra cada punto de control se escriben en las columnas 1 y 2. También se estima en forma preliminar el número de recorridos (esto se indica más adelante).
2. Cuando se tiene todo listo para empezar, se detiene el vehículo una distancia suficiente antes de llegar al punto de inicio para que llegue allí a velocidad normal. En la Hoja de Campo No. 1 se anotan los datos generales de última hora del recorrido que se va a hacer, tales como el estado del tiempo y la hora de inicio. Se utiliza una hoja para cada recorrido, excepto cuando haya un número de puntos de control mayor que los que quepan en una hoja.
3. Cuando el vehículo piloto pasa por el inicio del tramo, el observador pone en marcha el primer cronometro y lo deja correr. Mientras recorre la vía va leyendo y anotando el

³⁴ Box y Oppenlander *Manual of traffic engineering studies*, 100-102

tiempo acumulado que transcurre según el vehículo va llegando a cada punto de control. Estas anotaciones se hacen en la tercera columna de la hoja de campo.

4. Cuando el vehículo se detiene o reduce su velocidad a menos del valor establecido (digamos, 10 km/h), el observador pone en marcha el segundo cronómetro, y lo detiene cuando el vehículo se pone en movimiento o rebasa el valor establecido de la velocidad mínima de marcha. Lee el tiempo registrado por el cronómetro, que es el tiempo de detención, y lo anota en la quinta columna de la hoja de campo. La ubicación de la demora la identifica en la cuarta columna mediante referencia a los puntos de control, indicando si ocurrió en el acceso a uno de estos puntos o en un lugar entre ellos. En la sexta columna se indica la causa de la demora escribiendo el símbolo correspondiente. Véase la Figura 2-16.
5. Al llegar el vehículo piloto al final del tramo, detiene el segundo cronómetro, lee el tiempo total de recorrido y lo anota en la parte inferior de la hoja de campo.
6. Si la vía es de circulación en ambos sentidos y se desea estudiar también el sentido contrario, se hace un recorrido en ese sentido; de lo contrario habrá que regresar al punto de inicio del tramo para empezar el siguiente recorrido.
7. Una vez terminados todos los recorridos, y antes de olvidar los detalles del trabajo, el observador calcula y anota para cada recorrido (a) el tiempo de detención total (sumando los tiempos de detención observados), (b) el tiempo de marcha (restando el tiempo de detención total del de recorrido), (c) las velocidades de recorrido y de marcha (dividiendo la longitud del tramo en kilómetros entre los tiempos correspondientes en horas), (d) la velocidad máxima de marcha a la que se consideró el vehículo detenido, y (e) cualquier observación que estime pertinente.

Hay que tener en cuenta que los tiempos de recorrido y velocidades medidas corresponden al vehículo piloto, que es generalmente un vehículo ligero. Estos resultados únicamente tienen sentido cuando el modo de transporte por automóvil particular es muy predominante. En caso contrario habría que hacer cambios en el método que reflejen el tiempo de recorrido de otros tipos de vehículos, especialmente los autobuses urbanos, y el papel que juegan en el transporte.

EJEMPLO La Figura 2-16 muestra los datos que se tomaron en un recorrido de una serie de 17 que se hicieron en una arteria de la ciudad de Washington mencionados en el ejemplo anterior adaptados a la Hoja de Campo número 1.

Como puede observarse, la causa principal de las demoras es la indicación roja de los semáforos pues estos no estaban coordinados para favorecer el movimiento en ese sentido (desde el centro en sentido Norte por la mañana). Los autobuses constituían como un ocho por ciento del tránsito total que no era demasiado intenso (unos 300 v/h/carril), y había amplias oportunidades para rebasar a autobuses, que hacían pocas paradas porque no había gran demanda por ellos en el sentido que circulaban (en contra de la demanda de transporte predominante).

ESTUDIO DE TIEMPOS DE RECORRIDO Y DEMORAS METODO DEL VEHICULO EN MOVIMIENTO HOJA DE CAMPO NO. 1

Fecha: 27 de mayo de 1965 Observador: Yingling Estado del tiempo: nublado, pav. seco

Tramo: Connecticut Ave., N.W, de 32 m al S de Woodley, a 120 m al N de Porter

Recorrido no: 6 Sentido: N Longitud (m): 1,530 Hora de inicio: 8:12.A.M.

NOTAS: 1. Debe acompañarse información sobre puntos de control 2. Táchese la unidad de tiempo que no se use

Puntos de control		
Nombre	Lugar	Tiempo recorrido (min, s)
Inicio	32 m S de PC1	0.00
PC1	Woodley	0.28
PC2	Cathedral	1.35
PC3	Zoo (S)	1.66
PC4	Zoo (N)	1.87
PC5	Devonshire	2.00
PC6	Macomb	2.58
PC7	Ordway	3.36
PC8	Porter	5.36
Final	120 m N de PC8	5.58

Tiempo de detención		
Punto de parada	Minutos, segundos	Causa
PC1	0.22	S
PC2	0.48	S
PC7	0.50	S
	0.62	E
PC8	1.13	S

Tiempo de recorrido (min, s): 5.58 T de detención (min, s): 2.95 T. de marcha (min, s): 2.63

Velocidad de recorrido (km/h): 16.5 Velocidad de marcha (km/h): 34.9

SIMBOLOS PARA LAS CAUSAS DE DEMORAS: S-semáforos, SP-señal de "Pare", GI-giro a izquierda,
VE-vehículos estacionados, DF-estacionamiento en doble fila, P-peatones, B-autobús sirviendo-pasajeros
C-congestion

Velocidad máxima a la que se considero detenido el vehículo: 10 km/h

Observaciones: Taxi parado entre PC7 y PC8

Figura 2-16 Hoja de Campo No. 1 para estudios de tiempo de recorrido y demoras por el método de vehículo en movimiento FUENTE Tomada parcialmente de E. J. y Oppenlander. *Manual of traffic engineering studies*, 101

La velocidad de marcha media en este recorrido (34.9 km/h) se puede usar para evaluar la interacción entre vehículos dentro de la corriente vehicular (interacción interna), sin tener en cuenta el efecto de las detenciones. Sin embargo, esta velocidad refleja algo las detenciones pues está afectada por las reducciones en la velocidades de marcha que efectúa un vehículo para detenerse. Para evaluar mejor esa interacción habría que tener en cuenta las demoras por deceleración y aceleración, descontándolas del tiempo de marcha antes de calcular la velocidad de marcha.

Registro automático del tiempo de recorrido y demoras

Se está tratando desde hace muchos años de emplear instrumentos registradores del tiempo transcurrido y la distancia recorrida por el vehículo para prescindir del observador y hacer que el conductor por sí solo pueda realizar este estudio. Con instrumentos registradores de tiempo fue posible registrar automáticamente los momentos en que el vehículo piloto pasaba por los distintos puntos de control.

Hoy en día se puede automatizar todo el procedimiento con una computadora con su reloj integrado y un instrumento medidor de distancia conectado al vehículo y a la computadora. Cuando el vehículo piloto entra en el tramo en estudio, el conductor pone en marcha el sistema registrador y cada vez que pasa por un punto de control oprime un botón determinado. Si el vehículo para o disminuye mucho su velocidad, el sistema detecta el cambio en velocidad y automáticamente registra la duración y ubicación de la detención.

Una ventaja más de esta automatización de la toma de datos es que con poco esfuerzo adicional también se automatizan los procesos de reducción y análisis con las consiguientes reducciones de esfuerzos, tiempo y equivocaciones.

Registro adicional de volumen y densidad

En vías con circulación en ambos sentidos se pueden aprovechar los recorridos hechos en la forma descrita para adquirir información general sobre el volumen y la densidad del tránsito en el tramo que se estudia. Para ello basta con registrar el número de vehículos, circulando en sentido opuesto, que encuentra el vehículo piloto mientras recorre el tramo. La adquisición de estos datos en forma manual requiere otro observador, pero un solo observador experimentado, usando una grabadora de voz y ayuda del conductor, puede captarlo todo.

El inconveniente de este método es que los datos sobre tiempo de recorrido y demora, por una parte, y de volumen y densidad por la otra no corresponden al mismo periodo de tiempo. Para establecer una relación más estrecha entre esos dos pares de variables se han usado dos vehículos pilotos coordinados circulando simultáneamente en sentidos opuestos³⁵.

³⁵ Guido Radjelat, Jun-Rain, "The efficiency of traffic operations in a signalized system". Trabajo presentado al Comité de Estudios de Tránsito de la American Highway Research Board durante su Reunión Anual No. 45, enero de 1966, 6.7.

**ESTUDIO DE TIEMPO DE RECORRIDO
METODO DE PLACAS DE MATRICULA
HOJA DE CAMPO**

Fecha: _____ Observador: _____ Anotador: _____
Tramo: _____
Longitud (m): _____ Estado del tiempo: _____
Hora de inicio: _____ Dirección del tránsito: _____

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9

Nota. Anótese solamente las tres últimas cifras del número de la placa, subrayense los autobuses y camiones con ejes traseros dobles y vehículos más pesados

Observación de las placas de matrícula

Este método mide solamente el tiempo de recorrido y consiste esencialmente en las siguientes actividades en su forma manual:

1. Se selecciona el tramo de vía que se va a estudiar y se mide su longitud en la forma que se ha indicado para el método del vehículo en movimiento. Se calcula en forma preliminar el número mínimo de vehículos que se deben observar (esto se trata más adelante).
2. Se colocan dos personas en el extremo del tramo: un observador provisto de un cronómetro y un anotador con una hoja de campo en un tablero. Si el volumen de tránsito es menor de 100 v/h, una persona en cada extremo del tramo es suficiente. La Figura 2-17 muestra un tipo de hoja de campo muy difundida para el uso de este método.
3. Se sincronizan ambos cronómetros, y a partir de una hora convenida los observadores dictan a los anotadores las tres o cuatro últimas cifras de las placas de matrícula de los vehículos

que pasan, así como las lecturas de los cronómetros en esos momentos. Si el volumen de tránsito es muy alto los vehículos a registrar pueden limitarse a los que tengan matrículas que terminen en ciertas cifras (0 0 o 5, etc.) y de este modo tomar una muestra (del 10 %, 20%, etc.). Los números de las placas y las lecturas del cronómetro se escriben en la misma casilla de la hoja de campo colocándolos, si es posible, en las columnas correspondientes a la primera cifra del número de la placa

Luego en la oficina se halla la diferencia entre los momentos de observación correspondientes a cada placa, que será el tiempo de recorrido de cada vehículo. Si se utiliza una grabadora de voz, un sólo observador puede registrar todos los datos necesarios, pero la transcripción en la oficina de lo grabado consume tiempo adicional. El trabajo de cotejar a mano las dos observaciones correspondiente a una misma placa es largo y tedioso. Es mejor "digitar" las observaciones en un disco magnético y realizar todo el trabajo de reducción de los datos y análisis de la información en computadora mediante programas informáticos.

También pueden usarse cámaras o filmadoras de video para observar los vehículos y "digital" los datos en la oficina. Si no pueden distinguirse los números de las placas en lo filmado entonces habrá que identificar cada vehículo en cada una de las dos imágenes, por su color y otros detalles, lo que es muy laborioso. En este caso las cámaras o filmadoras deben apuntar hacia el mismo sentido, pues el aspecto de muchos vehículos vistos por delante es distinto al que presentan por detrás.

Número de observaciones necesarias

Las observaciones que se hacen para estimar el tiempo de recorrido constituyen una muestra con la que se calcula una media. El tamaño necesario de esta muestra, es decir, el número de observaciones que se debe hacer depende, del error tolerable de la media calculada de la variabilidad de las observaciones y del nivel de confianza elegido.

Box y Oppenlander³⁶ recomiendan los siguientes valores para este error, por exceso o por defecto:

1. Para estudios de planeamiento: de 5.0 a 8.0 km/h.
2. Para análisis de circulación y evaluaciones económicas: de 3.5 a 6.5 km/h.
3. Para estudios anteriores y posteriores: de 2.0 a 5.0 km/h.

Si el nivel de confianza escogido es de 95% y el máximo error tolerable de 3 km/h el número mínimo de observaciones sería de 2 a 12 según la variabilidad de las velocidades de recorrido, de acuerdo a Box y Oppenlander³⁷. La variabilidad de las observaciones puede ser muy grande en arterias urbana, pues el momento de llegada del vehículo piloto al acceso de una intersección semaforizada influye poderosamente en su tiempo de recorrido, especialmente si los semáforos están mal coordinado o el recorrido se hace en un sentido no favorecido por la coordinación.

Demoras en intersecciones semaforizadas y su medición

Naturaleza de estas demoras

En vías de circulación discontinua la mayor parte de las demoras suelen ocurrir en intersecciones. Ya se mencionó su importancia en intersecciones semaforizadas. En intersecciones reguladas por señales de "Alto" o "Ceda el Paso", cuando se respetan estas señales, el tránsito por la vía preferente hace detenerse a los vehículos que llegan a la intersección por la vía supeditada. En este caso aun cuando no venga ningún vehículo por la vía preferente, la mayoría de los conductores supeditados paran o disminuyen la velocidad de su vehículo por respeto a la ley o para cerciorarse de que tienen la vía libre. En estas

³⁶ Box y Oppenlander. *Métodos de estudio de tránsito*. 1953.

³⁷ *Ibid.*, 96.

circunstancias existe una demora total que puede constar de un tiempo de detención. Cuando no se respetan las señales, cualquier cosa puede pasar.

En intersecciones semaforizadas la situación es distinta. Como se ha visto, allí el componente principal de la demora es el tiempo de detención y la demora total es casi siempre igual a la demora por detención. Según hemos observado, cuando los conductores tienen la indicación verde del semáforo y no hay interferencias vehiculares, tienden a *aumentar* la velocidad de su vehículo cuando cruzan la intersección por miedo a perder la indicación verde.

Ya que el tiempo por detención desempeña un papel tan preponderante en la demora en intersecciones semaforizadas se describe a continuación un método para medirlo.

Método para medir el tiempo de detención

Ya se ha visto que se pueden medir los tiempos de detención en intersecciones a largo de una arteria utilizando un vehículo piloto. Sin embargo, ese vehículo solamente mide el tiempo de detención en el carril por donde va y las muestras que obtiene son necesariamente pequeñas, pues sólo hace una observación en cada recorrido. Otros métodos destinados únicamente a medir los tiempos de detención resultan más eficaces.

El método más en boga para medir específicamente el tiempo de detención en intersecciones semaforizadas se basa en la observación y registro, a intervalos regulares, del número de vehículos que están detenidos en un acceso a la intersección o parte del mismo, y en la suposición de que la duración de la detención de cada vehículo observado ha sido promedio, igual al intervalo entre observaciones. Existen diversas variantes de éste método, pero sólo se presenta aquí una basada principalmente en la que aparece en el manual de capacidad vial norteamericano³⁸

Personal y equipo

Reilly, Gardner y Kell³⁹ recomiendan que se use una persona: (1) en accesos de un solo carril para cualquier volumen de tránsito, (2) en accesos de dos carriles si las colas no suelen pasar de 25 vehículos o 150 m en cada carril y, (3) en accesos de tres o más carriles si las colas son menores 10 vehículos o 60 m. En otros casos aconsejan que se usen dos personas.

El equipo fundamental a utilizarse consiste en relojes, tableros y hojas de campo como la mostrada en la Figura 2-18. También pueden usarse cronómetros, grabadoras de voz y contadores de vehículos mecánicos o electrónicos.

Número de observaciones y duración del intervalo entre ellas

Reilly, Gardner y Kell⁴⁰ consideran que el número mínimo de observaciones por acceso a intersección debe ser de 60. Box y Oppenlander⁴¹ presentan en su obra un procedimiento

³⁸ Highway capacity manual, 9-71, 9-72

³⁹ W. R. Reilly, C. C. Gardner y J. H. Kell. A technique for measuring of delay at intersections, 9

⁴⁰ Ibid., 6

muy elaborado para determinar el número de mínimo de observaciones, basado en la proporción de vehículos que paran, el nivel de confianza elegido y el error tolerable, utilizando la distribución de ji cuadrado.

El manual de capacidad vial norteamericano⁴² establece que el intervalo entre observaciones debe estar comprendido entre 10 y 20 segundos, pero como la hoja de campo que presenta limita implícitamente los intervalos a submúltiplos de 60, las alternativas son 10, 15 ó 20 segundos. El manual no expresa ninguna objeción a que el intervalo sea submúltiplo de la duración del ciclo del semáforo. Tampoco relaciona la duración del intervalo con la precisión del método.

Procedimiento

De acuerdo con la información que se tenga sobre la intersección a estudiar, se elige la duración del estudio, el momento de comenzar y el intervalo entre observaciones. Se determina previamente hasta donde llega la cola más larga que se espera y se sitúa el observador u observadores en puntos desde donde puedan ver la cola en toda su extensión. Cuando las colas son largas, puede ser conveniente determinar cuántos vehículos caben entre puntos fáciles de identificar, tales como postes o árboles, tratando de no incurrir en errores de paralaje.

Se inician las observaciones al inicio de un minuto y al final de cada intervalo se cuentan los vehículos que están completamente detenidos en todo el acceso a la intersección o en el carril o carriles que se desean observar y también dentro de la intersección. Se anota el número de vehículos detenidos en la hoja de campo, en la casilla identificada por el número de segundos transcurridos desde el inicio del minuto correspondiente.

Para saber cuando ha terminado un intervalo se puede observar un reloj o cronómetro, o bien, utilizar una grabadora de voz con una cinta en la que se haya grabado una señal auditiva a intervalos iguales al seleccionado. La grabadora facilita el trabajo pues con ella el observador sólo tiene que fijarse en las colas.

Una situación difícil es cuando la cola empieza a ponerse en marcha y los primeros vehículos ya no están detenidos. Hummer⁴³ recomienda que en ese caso el observador identifique rápidamente el primero y el último vehículo de la fila que está detenida y a continuación cuente el número de vehículo entre ellos.

2. Mientras tanto, es preciso contar el número de vehículos que *llegan* al acceso a la intersección o a la parte del mismo que se estudia, *durante* el periodo de estudio. Para ello se pueden usar contadores manuales de volumen de tránsito, mecánicos o electrónicos.

⁴¹ Box y Oppenlander, *Manual of traffic engineering studies*, 107 a 111 de la traducción al castellano.

⁴² *Highway capacity manual*, 8-71 a 8-72.

⁴³ Joseph E. Hummer, "Intersection and driveway studies", Capítulo 5 del *Manual of transportation engineering studies*, ed. Robertson (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1994), 72.

ESTUDIO DE TIEMPO DE DETENCIÓN EN INTERSECCIÓN SEMAFORIZADA

HOJA DE CAMPO

Fecha: 23/11/95 Observador: S. Sarduy Estado del tiempo: cielo despejado
 Intersección: Maceo y Céspedes Acceso N Carriles: todos
 Hora de inicio: 9:00 AM

segundos →	+0	+15	+30	+45		
minutos ↓	Número de vehículos detenidos, V_d					
0	0	0	1	5		
1	6	1	0	2		
2	4	6	3	0		
3	0	5	8	9		
4	2	0	3	4		
5	3	7	2	1		
6	5	3	3	0		
7	2	4	0	6		
8	3	8	7	1		
9	1	2	5	6		
10	4	1	6	6		
11	8	8	1	9		
12	3	5	4	5		
13	6	4	7	4		
14	2	6	2	10		
Totales	49	60	52	68		

$\Sigma V_d =$ 229 s Número total de vehículos $V_1 =$ 154 Intervalo, $I =$ 15 s

Tiempo de detención, $T_d = I \cdot \Sigma V_d =$ 3435 s T de detención por vehículo $= T_d/V_1 =$ 22.3 s/v

Figura 2-18 Hoja de campo para estudios de tiempo de detención en intersecciones semaforizadas

FUENTE: Tomado parcialmente del *Highway capacity manual*, 9-71

Hummer⁴⁴ sugiere que otro observador cuente los vehículos que paran cuando éstos se detengan y los que no paran cuando estos atraviesen la intersección. De este modo se conoce el número total de vehículos que llegaron al acceso a la intersección (o a parte de

⁴⁴ Ibid., 72, 73.

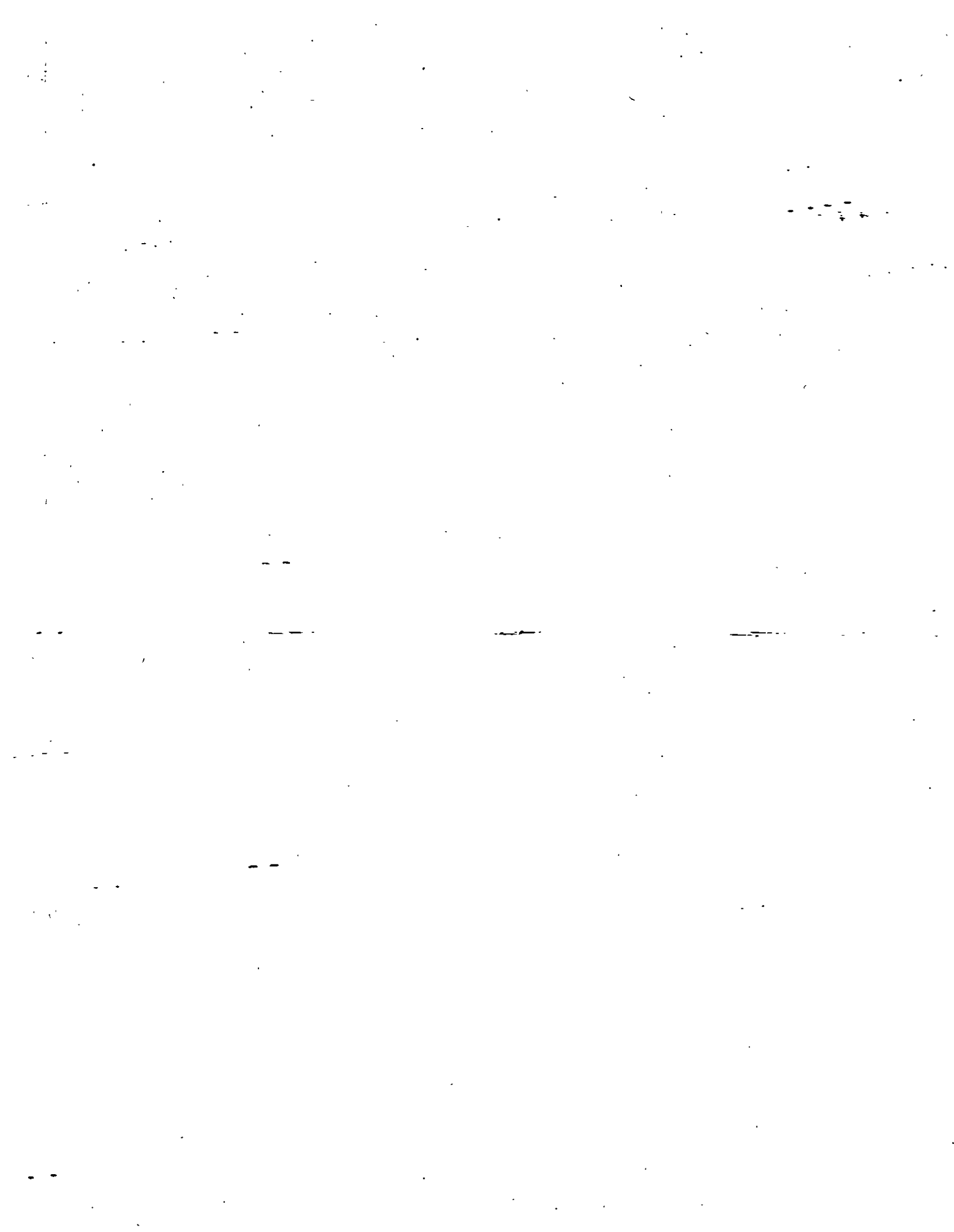
él) y además se obtiene la proporción de ellos que se detuvieron, lo que constituye otro indicador de efectividad.

2. Al terminarse el periodo de estudio, se suman los vehículos registrados en cada columna y se añaden los totales de cada columna para obtener el número de vehículos detenidos, ΣV_i , que se han observado. Al multiplicarse este número por el intervalo i en segundos se estima el tiempo total de detención, T_d , en segundos. Luego, al dividir T_d entre el número total de vehículos que llegaron, V_i , se calcula el tiempo de detención en segundos por vehículo.

El método supone que cada vehículo observado ha estado detenido durante un intervalo completo, lo que es sólo cierto cuando la longitud de las colas no cambia. Si ésta aumenta, el método sobrestima el tiempo de detención, y si disminuye lo subestima, pero se espera que esos errores se compensen. Los vehículos que están en cola largo tiempo pueden ser observados más de una vez, lo que es lógico.

Ha existido gran controversia entre los ingenieros de tránsito sobre si se deben contar los vehículos que *llegan* al acceso de la intersección o los que *salen* del mismo, para calcular la detención por vehículo. Ambas alternativas presentan inconvenientes cuando el número que entra no es igual al que sale. Preferimos contar los que llegan porque de esa forma es más fácil llevar la cuenta de los vehículos que paran y los que no paran. Se puede emplear una filmadora de video para realizar este estudio, lo que permite disminuir el número de observadores cuando los volúmenes son altos y comprobar datos dudosos. La dificultad principal para el empleo de la filmadora es que muchas veces no se puede encontrar un emplazamiento adecuado para ella.

EJEMPLO: En la Figura 2-18, en la hoja de campo para estudios de tiempo de detención en intersecciones semaforizadas se presenta un ejemplo ficticio para ilustrar el empleo de la hoja de campo. Corresponde a condiciones de tránsito medias en una intersección urbana. El número de vehículos que llegó al acceso de la intersección durante los 15 minutos estudiados se anotó en la hoja de campo después de haber sido medido. Corresponde a un volumen de tránsito de 616 v/h ($154 \times 60 \div 15$)





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

**LA ADMINISTRACION Y LA PERSPECTIVA HISTORICA DE LA
SOCIEDAD**

EXPOSITOR: ING. J. ANTONIO MALACON DIAZ

1997



SEGUNDO DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE ADMINISTRACION EN EL TRANSITO *

2 DE JUNIO DE 1997. MEXICO, D.F.

LA ADMINISTRACION Y LA PERSPECTIVA HISTORICA DE LA SOCIEDAD. ①

La perspectiva histórica es importante. Los seres humanos empezaron la transición de sociedades cazadores y recolectores a comunidades agricultoras alrededor de 3000 años a.C. El desarrollo de la agricultura representó un cambio radical en las actividades productivas de constante movilización para cazar o recolectar, dependiendo en las extremidades inferiores humanas para asentarse en un área para utilizar la tierra para la producción.

Con un enfoque figurativo, podemos interpretar que la tierra sustituyó a los pies o a las actividades impulsadas por éstos como medios de producción. En este sentido, el cambio a la agricultura fue también un reemplazo de las funciones pedales, por algo externo al cuerpo humano, esto es, la externalización de las funciones humanas pedales por la tierra como medios de producción.

El siguiente gran giro en la sociedad humana fue la revolución industrial que empezó en el siglo XVIII; la combinación de energía y maquinaria que empezó con la invención del poder de vapor, señaló el nacimiento de la sociedad, en el cual el trabajo que había sido anteriormente realizado a mano, como recolectar algodón podía ser realizada por maquinaria y energía con una mucho mayor productividad.

Para aplicar la misma metáfora, esta industrialización era una externalización de las funciones humanas manuales -gracias a sucesivas revoluciones en la tecnología de la energía del carbón, el combustible fósil el átomo y el desarrollo de maquinaria aún más sofisticada, los seres humanos son ahora incomparablemente más productivos y opulentos que hace 5000 años. Al principio de la era agrícola.

Desde mediados del siglo XX, con el desarrollo de computadoras y de redes de comunicación sofisticadas, los seres humanos se han trasladado de la era industrial a la era de la información. El enfoque de las actividades económicas ha cambiado de la maquinaria a la información que puede ser introducida a computadoras y redes de comunicación, y de energía a información.

Quizá no es muy aventurado decir que ahora vivimos en una sociedad en la que las funciones del ojo, oído, boca humanos, y aun las funciones de memoria y cálculo del cerebro, han sido externalizadas a través del uso de computadoras y redes de comunicación.

Estamos solamente en las etapas iniciales de la sociedad de información intensiva, y el papel de la "información" como una fuerza impulsora en la sociedad continuará seguramente incrementándose en el siglo XXI.

* Conferencia impartida por el Ing. J. Antonio Malacón Díaz.

① Administración Creativa Teruyasu Murakami.



Así que este es el punto donde la actividad económica humana ha avanzado. Durante la actual revolución de la información, nosotros perseguimos todo tipo de actividades que promuevan aún más las economías de información.

Pero, ¿En qué dirección deberíamos concentrar nuestras actividades futuras? En la presente ola de actividades de información intensiva que hay en nuestra sociedad, los administradores seguramente tienen sus manos llenas. Sin embargo, ellos deben tratar de encontrar la forma de la próxima ola, y tranquilamente preparar respuestas apropiadas para ella.

Alvin Toffler se refirió al desarrollo de la sociedad de información intensiva como la tercera ola. En el Nomura Research Institute, creen que la cuarta ola -después del florecimiento de la agricultura, la revolución industrial y el nacimiento de la sociedad orientada a la información será ola de la intensificación de la creatividad, la sociedad externalizará aquellas funciones que permiten a los hombres demostrar su naturaleza humana -sus funciones creadoras-. En esta sociedad, las ideas se convertirán en algo más importante que los datos, y las computadoras serán reemplazadas por "ideadores" que ayudarán a promover la creatividad humana.

En esta época de creación, la sociedad se encontrará como nunca en la creación de nuevos valores. En el plano de los negocios sería una época en la cual la gerencia tendrá como máxima prioridad la creación de tecnología, productos, sistemas y negocios sin paralelos. El sistema social entero sufrirá una transformación junto con las líneas de creatividad.

En la sociedad agrícola se tuvieron sus propias formas de Administración de acuerdo con la cultura de cada país.

En la ola industrial una característica fue la de traer consigo la especialización y estandarización del trabajo y una organización piramidal.

En la era actual de la información se han desarrollado medidas mas nuevas de administración, incluyendo sistemas estrategicos de información denominadas comúnmente como organizaciones "peso de papel" Son organizaciones menos verticales en un acercamiento entre el que dirige y el que realiza las cosas

En la próxima era habrán de desarrollarse nuevas formas de dirección y organizaciones para evolucionar en una intensificación de la creatividad. La organización de red será en los próximos años una opción dentro de los cambios que ya se están dando en la organización de la era de la creatividad.

MODELOS HISTÓRICOS DE LA ADMINISTRACION. Se pueden distinguir 3 etapas de modelos de la administración: el modelo clásico, el de las relaciones humanas y el enfoque de sistemas.

El modelo científico, clásico de la administración presenta las siguientes características:

SUPOSICIONES

- A las PERSONAS les DESAGRADA inherentemente el TRABAJO.
- Lo que la GENTE GANA por realizar un TRABAJO, es más IMPORTANTE que lo que el TRABAJO mismo



- * Pocas PERSONAS, desean o están capacitadas para realizar TRABAJOS que requieren AUTODIRECCION, AUTOCONTROL o CREATIVIDAD.

NORMAS

- * El trabajo BASICO del GERENTE, es SUPERVISAR y CONTROLAR a los SUBORDINADOS.
- * Al hacer esto, el GERENTE necesita SUBDIVIDIR los trabajos en operaciones SIMPLES, REPETITIVAS y de FACIL APRENDIZAJE.
- * Finalmente, el GERENTE debe establecer RUTINAS y PROCEDIMIENTOS de trabajo DETALLADOS que se implanten con FIRMEZA y JUSTICIA.

EXPECTATIVAS

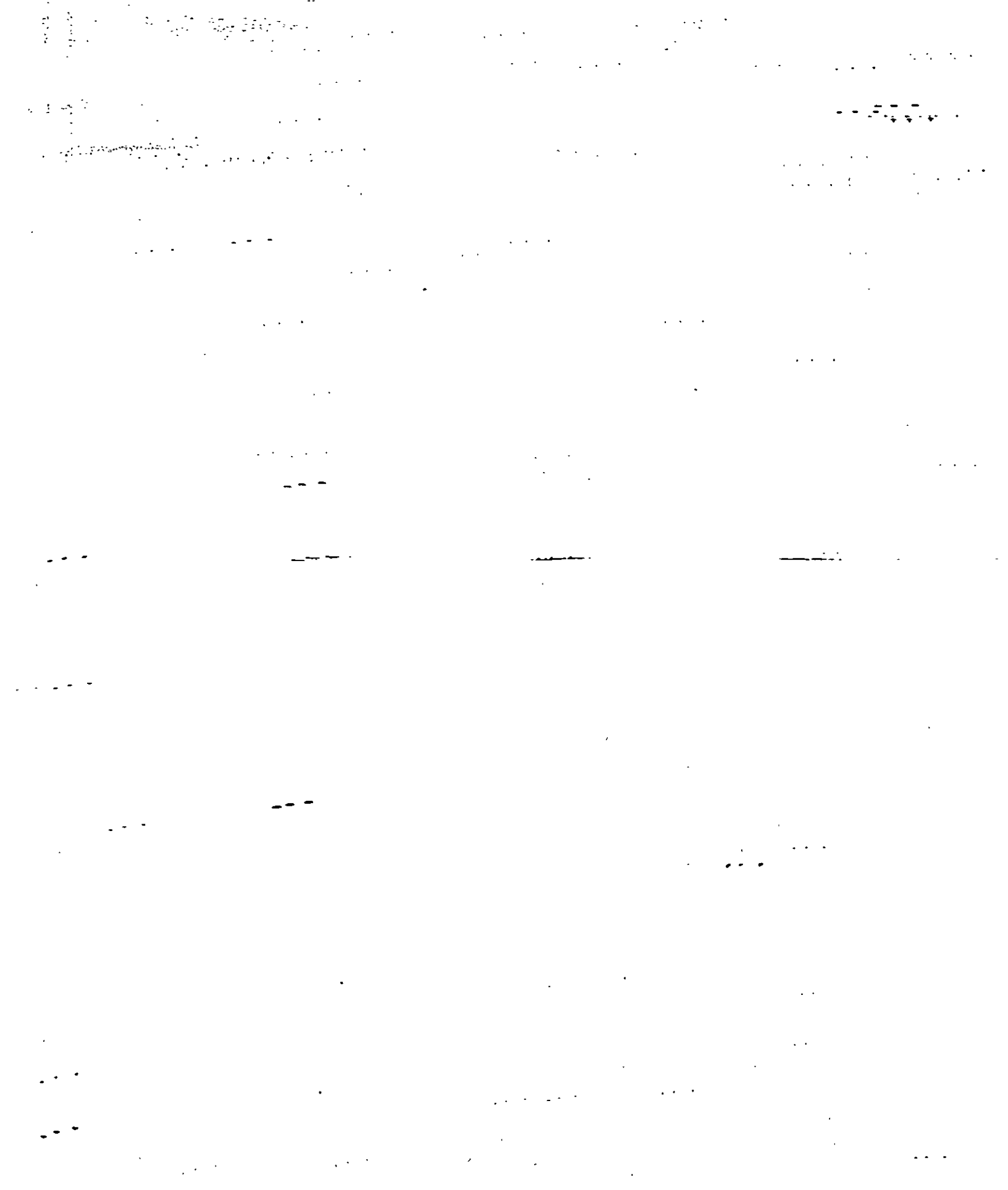
- * Las PERSONAS toleran el TRABAJO, si el JEFE es JUSTO y la PAGA es DECENTE.
- * - Si el TRABAJO, es lo suficientemente SENCILLO y las PERSONAS están CONTROLADAS de manera RIGIDA, alcanzarán el ESTANDAR de producción.

Las aportaciones mas importantes al marco conceptual de la administración científica, las ha dado Taylor y sus aportaciones al modelo han sido:

1. DELIMITACION clara de la AUTORIDAD y RESPONSABILIDAD.
2. SEPARACION de la PLANEACION y la OPERACION.
3. La ORGANIZACION de tipo FUNCIONAL.
4. El USO de ESTANDARES en el CONTROL.
5. El DESARROLLO de los SISTEMAS de INCENTIVOS para beneficio de los trabajadores
6. Los PRINCIPIOS de la ADMINISTRACION por EXCEPCION.
7. La ESPECIALIZACION del TRABAJO.

EL MODELO DE LAS RELACIONES HUMANAS SE INCORPORA Y AMPLIA LA TEORIA CLASICA.

- Surge la EDAD DE ORO DEL SINDICALISMO, las LEGISLATURAS y las CORTES, apoyaron activamente el TRABAJO ORGANIZADO y al TRABAJADOR.



- Se empezó a poner mayor interés en el **ENTENDIMIENTO** al **TRABAJADOR** y a sus necesidades.
- Los **ADMINISTRADORES**, comprobaron que la **TEORIA CLASICA**, no lograba una eficiencia completa en la **PRODUCCION**, ni la armonía en el lugar de trabajo.
- Comenzaba a **EVIDENCIARSE**, que el **INDIVIDUO**, ya no se podía considerar como un simple **APENDICE DE LA MAQUINA**.
- Los **GERENTES**, empezaron a comprender, que si bien, la **ADMINISTRACION** podía buscar **HABILIDADES** y **METODOS ESTANDAR**; era **IMPOSIBLE** esperar una **CONDUCTA** carece de **EMOCIONES** Y perfectamente **ESTANDAR** por parte de los **EMPLEADOS**.
- Comprendieron que la **ADMINISTRACION**, debería enfrentarse al **HOMBRE COMPLETO**, en lugar de solo tomar en cuenta sus **HABILIDADES** y **APTITUDES**.

EN PRINCIPIO LOS TEORICOS DE ESTA CORRIENTE, COMENZARON A DESARROLLAR SU TESIS BAJO CIERTAS PREMISAS.

- No pusieron en tela de juicio los **PRINCIPIOS BASICOS** de la **ESPECIALIZACION DE LAS TAREAS**, el **ORDEN**, la **ESTABILIDAD** y el **CONTROL** que eran el fundamento de la **TEORIA CLASICA**.
- Simplemente, trataron de añadir ~~una~~ **DIMENSION UN POCO HUMANA** a la orientación de la **ADMINISTRACION**.
- El principal respaldo a muchos de los conceptos de **RELACIONES HUMANAS**, se dio gracias a los estudios de **CIENCIAS SOCIALES** que se realizaron, siendo los **MAS FAMOSOS**, los que sobre la conducta humana en condiciones de trabajo fueron efectuadas en la compañía Western Electric de Chicago, entre 1924 y 1933.
- **ELTON MAYO** y vanos de sus colegas de **HARVARD**, llevaron a cabo estos estudios, y a través de ellos, proporcionaron un panorama interesante de la **TRANSICION DE LA ADMINISTRACION CIENTIFICA**, hacia el movimiento de las **RELACIONES HUMANAS**.

EL ENFOQUE DE SISTEMAS EN LA ADMINISTRACION.

- "Todo se **RELACIONA** entre si, aunque en grandes variables de **TENSION** y **RECIPROCIDAD**. Cualquier **UNIDAD**, **ORGANIZACION**, **DEPARTAMENTO** o **GRUPO** de **TRABAJO**, **TOMA** recursos, los **TRANSFORMA** y los **MANDA** fuera, y entonces **INTERACTUA** con el **SISTEMA** mas grande".
- De acuerdo a esta **TEORIA** las **ESTRUCTURAS SOCIALES** constan de cinco partes basicas
 1. **EL INDIVIDUO** La **PERSONA** se incorpora a la **ORGANIZACION** con una estructura de **PERSONALIDAD** determinada. Hay ciertas cosas con las que puede **CONTRIBUIR** y otras que desea **OBTENER** a **CAMBIO**.



2. **LA ORGANIZACION FORMAL:** Dentro de esta ESTRUCTURA existen DIVISIONES, DEPARTAMENTO y UNIDADES y en cada una de estas últimas existen POSICIONES INDIVIDUALES que representan AUTORIDAD y RESPONSABILIDAD.

3. **LA ORGANIZACION INFORMAL:**

- Al igual que la FORMAL, exige del INDIVIDUO ciertas demandas y para SEGUIR siendo MIEMBRO de la misma, ESTE debe de COMPORTARSE en forma apropiada.
- La organización FORMAL e INFORMAL no siempre están en CONFLICTO.

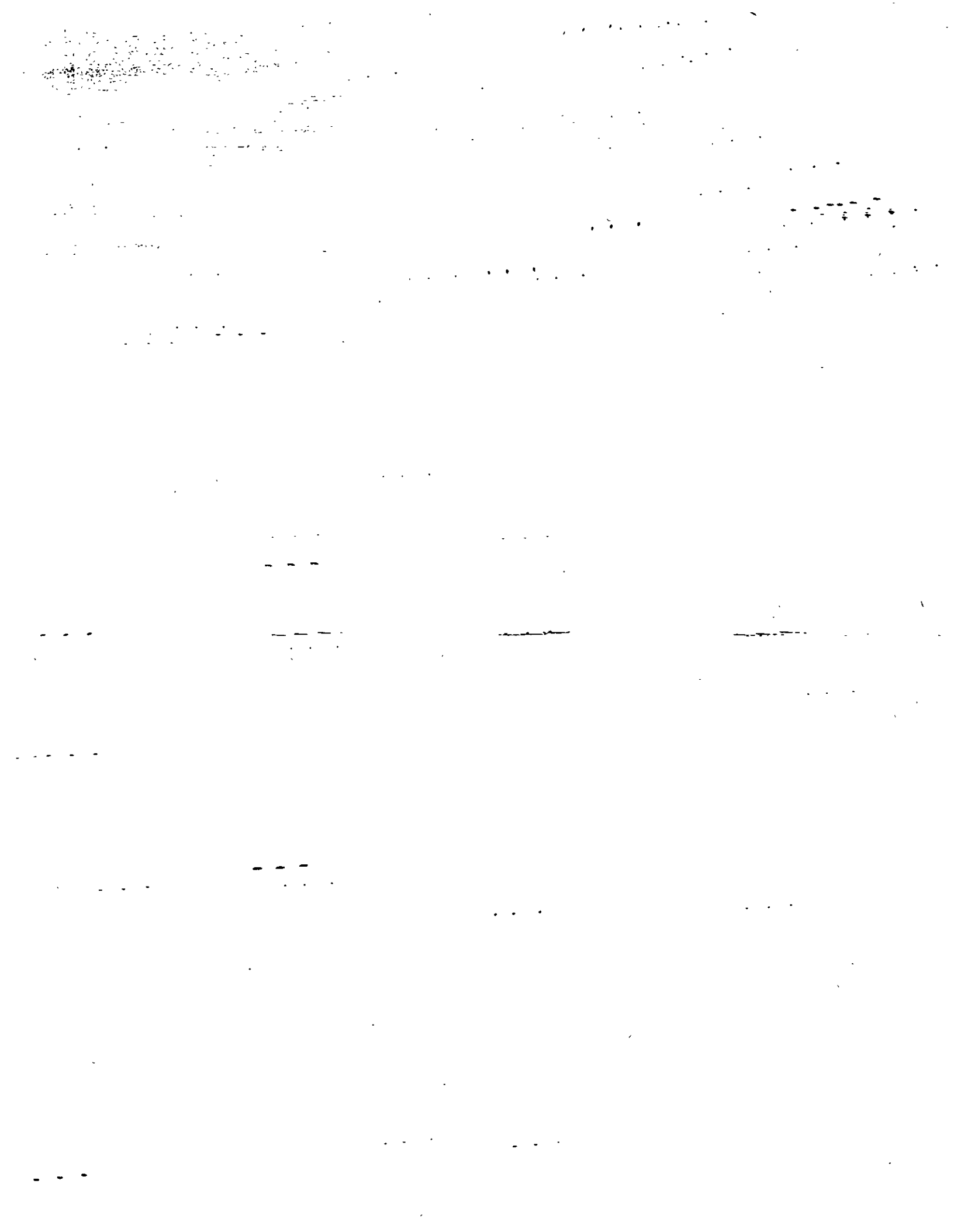
4. **UN PROCESO DE FUSION:** Se desarrolla entre los TRES ELEMENTOS anteriores, MEDIANTE el cual, cada uno MODIFICA y CONFORMA al otro. En última instancia, este DAR y TOMAR da como resultado la CONSERVACION de la INTEGRIDAD DE LA ORGANIZACION.

5. **EL LUGAR FISICO:** Donde se DESARROLLA el TRABAJO. En este medio ambiente se desarrolla la INTERACCION de INDIVIDUOS y sistemas de MAQUINAS.

- Estas cinco partes constituyen lo que se conoce como el SISTEMA ORGANIZACIONAL.
- Este SISTEMA opera dentro del MEDIO AMBIENTE y está en constante INTERACCION con el
- En principio esta TEORIA amplia los modelos CLASICO y de RELACIONES HUMANAS para INCLUIR tanto el MEDIO AMBIENTE EXTERNO como el INTERNO.
- Con ello observan la ORGANIZACION como un ECOSISTEMA, que debe ADAPTARSE continuamente al MEDIO que lo rodea, recibiendo estímulos del AMBIENTE EXTERNO y modificando en forma acorde sus RELACIONES con dicho AMBIENTE la ORGANIZACION es pues un SISTEMA ABIERTO.

LA ADMINISTRACION TRADICIONAL Y ENFOQUE DE SISTEMAS.

- La TEORIA TRADICIONAL se enfoco no a la EFICIENCIA como objetivo interno de los ORGANISMOS, sino a las INSTITUCIONES como AGRUPACIONES FUNCIONALES en sus diversos TIPOS, PROCESOS y RELACIONES con la sociedad. En su conjunto, como Entidades PLANEADAS y ESTRUCTURADAS para ALCANZAR OBJETIVOS ESPECIFICOS.
- El ENFOQUE DE SISTEMAS (o análisis de sistemas), aplicado a la ADMINISTRACION, parte del supuesto de que "TODO ORGANISMO SOCIAL ES UN SISTEMA", en el que cada uno de sus elementos tienen sus objetivos determinados y



limitados. De donde, la **ADMINISTRACION** se guía por el **ANALISIS DE SISTEMAS**, en la solución de los problemas de su competencia.

- La función principal del **ENFOQUE DE SISTEMAS** es elevar en forma óptima la **EFICACIA DE LA OPERACION** de todo **ORGANISMO**, lo que no siempre significa la **OPTIMIZACION** de la actividad de todos sus elementos.
- La esencia del **ENFOQUE DE SISTEMAS** se plantea en los aspectos siguientes:
 - Formular objetivos y aclarar la jerarquización de los mismos, antes de iniciar cualquier actividad relacionada con la administración, y particularmente, con la toma de decisiones.
 - Obtener el efecto máximo, alcanzando los objetivos planteados con un mínimo de gastos, por medio de un análisis comparativo de las diferentes alternativas y eligiéndolas adecuadamente, de tal forma que logremos las metas establecidas.
 - Apreciar cuantitativamente los objetivos, métodos y medios de lograrlos, basándose en una apreciación amplia y multifacética de todos los resultados posibles y previstos, y no en criterios parciales.

LA ADMINISTRACION EN EL TRANSITO.

Para atender los aspectos de administración en el campo del tránsito y en referencia a los ámbitos y modelos administrativos ya comentados, hay que precisar en primer término, que como otros aspectos de la vida de la sociedad, el del tránsito debe de ser enfocado sistémicamente.

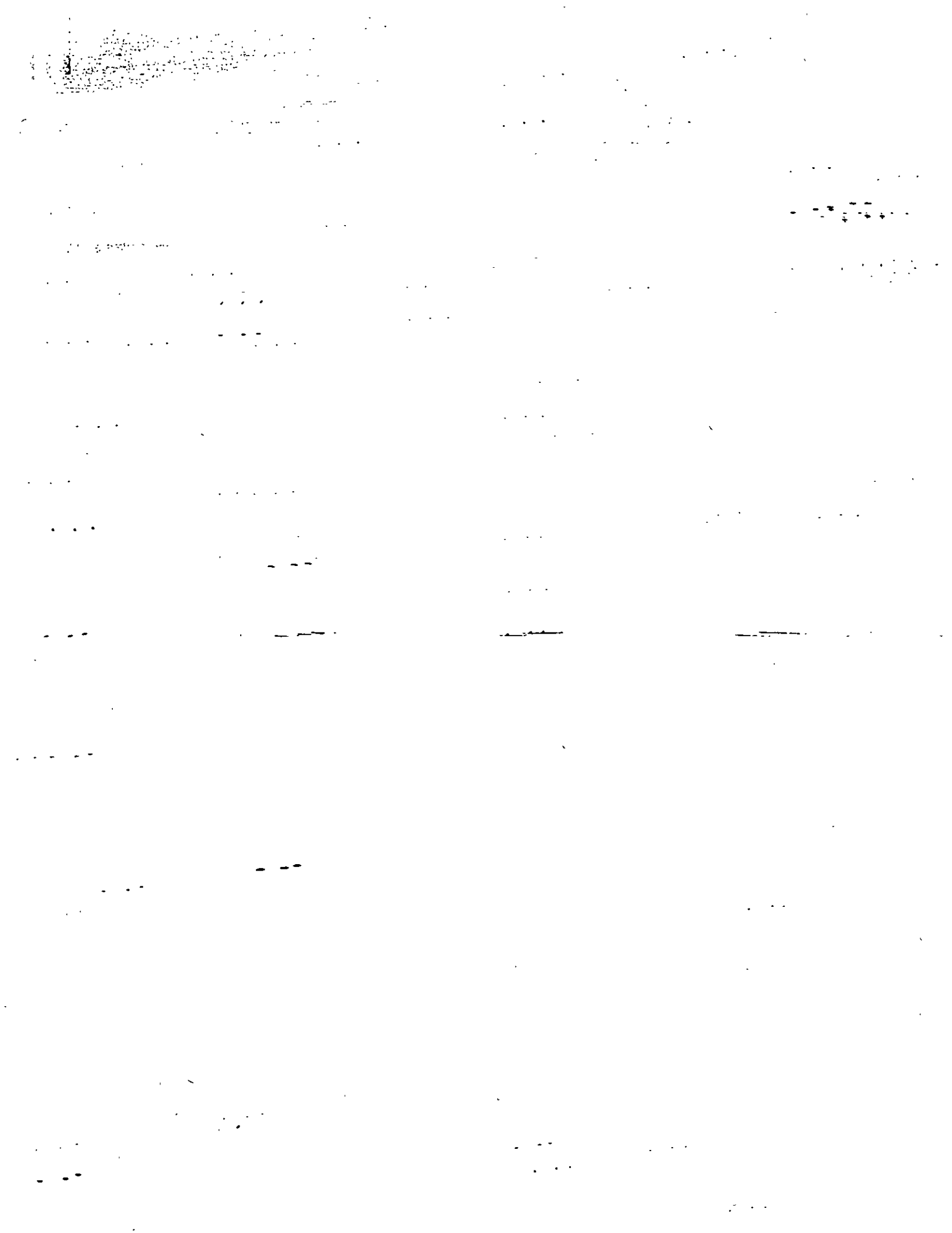
Un enfoque sistémico deberá incluir al menos entre otros los siguientes aspectos:

1. El transporte.
2. La estructura vial
3. El uso del suelo
4. Medio ambiente.
5. El usuario o beneficiario

El gran problema en nuestro país es el que intervienen en el manejo de cada uno de los aspectos mencionados diversas autoridades con diferentes ámbitos de competencia. Autoridades Federales, los Gobiernos Estatales y los Municipales. Esta situación complica de manera sustancial el enfoque sistémico.

En una ciudad cualesquiera del país la red vial y uso del suelo está a cargo de autoridades municipales, el transporte público está regulado tanto por autoridades federales como estatales; el mantenimiento y regulación del tránsito a cargo de autoridades municipales y los aspectos ambientales por autoridades del gobierno federal.

Pero algo se debe hacer. En la administración pública pocos avances han tenido impacto en la práctica cotidiana. Existen muchos paradigmas que impiden actuar con flexibilidad en época de cambio. Sin embargo, las exigencias de la sociedad, su nivel de conocimiento y la apertura democrática del país ejercen una fuerte presión para que las cosas cambien.



La CALIDAD es una exigencia de toda la vida que en los últimos años es y seguirá siendo el factor de mayor exigencia social. Calidad en las personas y calidad en las organizaciones responsables y calidad en los servicios y productos que se ofrecen.

AMBITOS DE LA CALIDAD. Al hablar de calidad o de calidad total como se está en estos años, obliga a distinguir 3 grandes sistemas: los duros que producen MERCANCIAS; los suaves que generan servicios a los CLIENTES y los sistemas clínicos que ofrecen servicios especialmente de la administración pública a los USUARIOS o BENEFICIARIOS de la sociedad.

Países como Japón y los Estados Unidos son baluartes en la calidad total de los sistemas duros. En Europa se han desarrollado exitosamente los estándares de calidad en los sistemas suaves, las normas ISO-9000 y la ISO-14000 son un claro ejemplo.

En nuestro país se han establecido círculos de calidad total y programas innovadores hacia la calidad en los sistemas clínicos específicamente de la administración pública en algunos Estados de la República Mexicana.

Hablar de calidad en los sistemas clínicos es referimos a las personas, a las instituciones y al servicio que prestan.

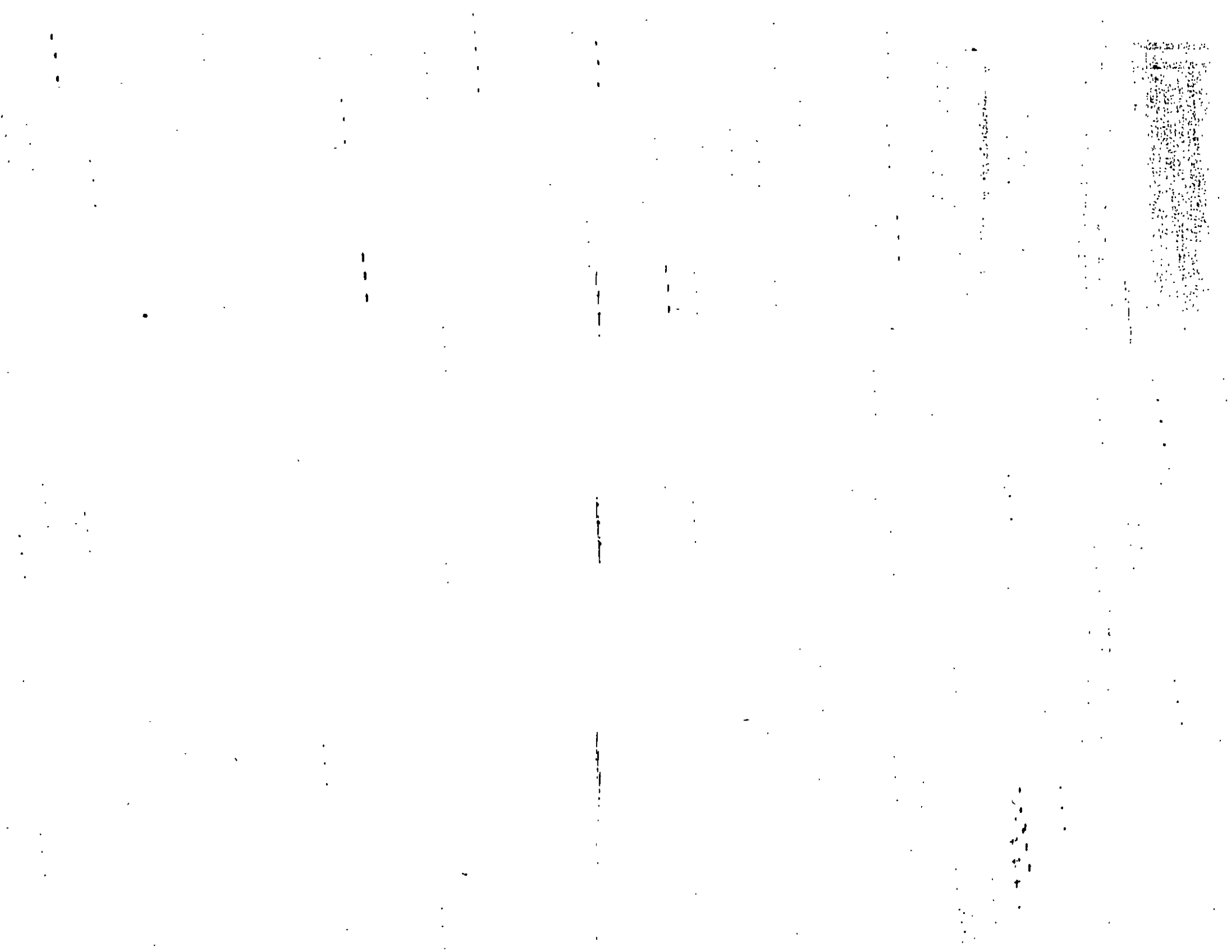
La calidad es un asunto personal, no se logra por decreto ni tampoco porque el jefe lo ordena es asunto de compromiso personal y en una organización debe ser compromiso de todos por eso se le llama calidad total.

Esta se mide por el servicio que se presta. Existen varios instrumentos que permiten avanzar en los sistemas clínicos tales como: TQM, Reingeniería; Trabajo en equipo; Benchmarkin; Justo a tiempo; Liderazgo basado en principios; etc.

¿QUE HACER PARA ADMINISTRAR EL TRANSITO EN EPOCA DE CAMBIOS? La experiencia en los sistemas clínicos que se han establecido en algunos Estados de la República, la experiencia en otros países y las aplicaciones que se han realizado en nuestra experiencia personal, nos permitimos presentar un bosquejo metodológico de una administración en busca de la calidad total con un enfoque sistémico en el que se incorpora las diversas estrategias de los sistemas administrativos y especialmente los referentes a la planeación estratégica, la reingeniería de los procesos y TQM.

Las diversas tareas las podemos clasificar en las etapas siguientes:

- 1.- **VISION** Lo que queremos.
- 2.- **MISION** Nuestra tarea La fuerza impulsora a la VISION.
- 3.- **FACTORES DE EXITO** Lo que necesitamos Descubrir nuestras competencias, hacer Benchmarkin.
- 4.- **OBJETIVOS GENERALES** Lo que queremos lograr Un enunciado de compromisos
- 5.- **POLITICAS GENERALES Y ESTRATEGIAS** El cómo lo lograremos.



Estas etapas deberán descansar en toda una escala de valores humanos y sociales que son fundamentales para el éxito que se desea obtener.

VISION. Desarrollar la visión de la organización es un punto toral. Es una tarea destinada a enunciar el escenario futuro que se desea tener. Entre más lejana sea la visión, será mejor los resultados que se esperen.

¿QUIEN DEBE DESARROLLAR LA VISION? Esta es una tarea de liderazgo y deberá desarrollarla un equipo que esté integrado por quienes tomen las decisiones mas importantes en los diversos aspectos que intervienen en el campo del tránsito. Aquí estarían, por ejemplo, representados los responsables de las obras públicas municipales; del desarrollo urbano; del tránsito; del transporte público; de la seguridad vial y del control del medio ambiente, etc.

La visión es un resultado de un proceso de planeación, ésta deberá ser sistémica, participativa y prospectiva. Esto es participarán un grupo interdisciplinario y deberá culminar con una definición concensada de la visión futura. Se pueden utilizar los modelos de CONFERENCIA DE BUSQUEDA O EL DE PLANEACION PARTICIPATIVA DE ATCKOF. La visión es a lo que se espera llegar, es el escenario deseable y debe ser enunciado preferentemente con un mensaje corto que pueda ser útil para su socialización. Es obvio que la visión se tendrá que desarrollar con un reconocimiento del pasado y un entendimiento del presente; en este sentido los dos modelos de planeación sugeridos son especialmente eficaces.

MISION. El grupo de tareas a realizar que acerquen a la visión desarrollada constituye la MISION de la organización. Esta representa la fuerza que va a impulsar a la organización hacia la visión.

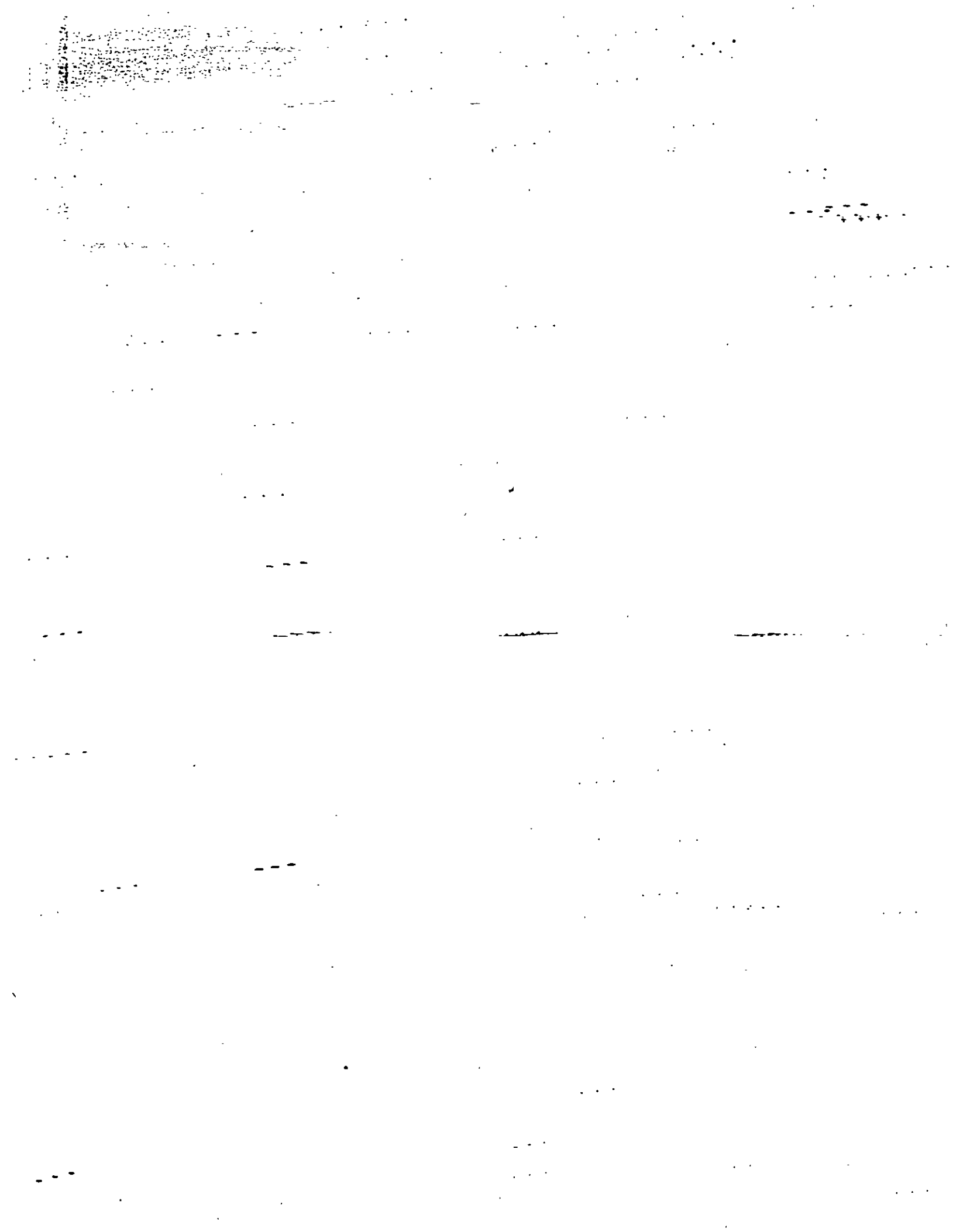
Para enunciar la misión, el mismo grupo de alta dirección que participa en el desarrollo de visión, que precisados los aspectos que intervienen en el enfoque sistémico (red vial, transporte, seguridad...), en relación a cada uno de ellos se enuncian las tareas a desarrollar para que una vez jerarquizadas en relación a las que más impulsen a alcanzar la visión conformen el paquete de tareas que se denomina MISION.

FACTORES DE EXITO.- La misión contiene una serie de propósitos de carácter general y que resultan de la visión intennstitucional de quienes están dirigiendo los organismos. Los factores de éxito constituyen lo que en planeacion se expresa como los medios de que se dispone. Son las oportunidades, las competencias básicas de cada organismo que van a facilitar la realización de las grandes tareas expresadas en la misión.

Descubrir las potencialidades reconocer mediante Benchmarkin lo que se está haciendo en otros lados exitosamente en este campo, constituyen esta parte del proceso.

OBJETIVOS GENERALES.- Por decirlo de una manera llana, serían los programas, logros por alcanzar, los compromisos de las instituciones que participan de manera sistémica en esta tarea.

Las políticas son declaraciones o ideas generales que guian el pensamiento de los administradores en la toma de decisiones (Como el ejemplo de la política de dar prioridad al transporte público sobre el privado)



POLITICAS GENERALES Y ESTRATEGIAS.

Las estrategias constituyen o se refieren a la determinación del propósito. Algunos autores especializados centran su atención de las estrategias en los puntos extremos (propósito, misión, metas, objetivos), como en los medios para alcanzarlos (políticas y planes). Otros autores insisten en los medios para alcanzar los fines (la misión) en el proceso estratégico mas que en los fines en si mismos. Es la adopción de un curso de acción y la asignación de recursos necesarios para alcanzar los propósitos. Visto así, los objetivos de los programas son una parte de la elaboración de estrategias.

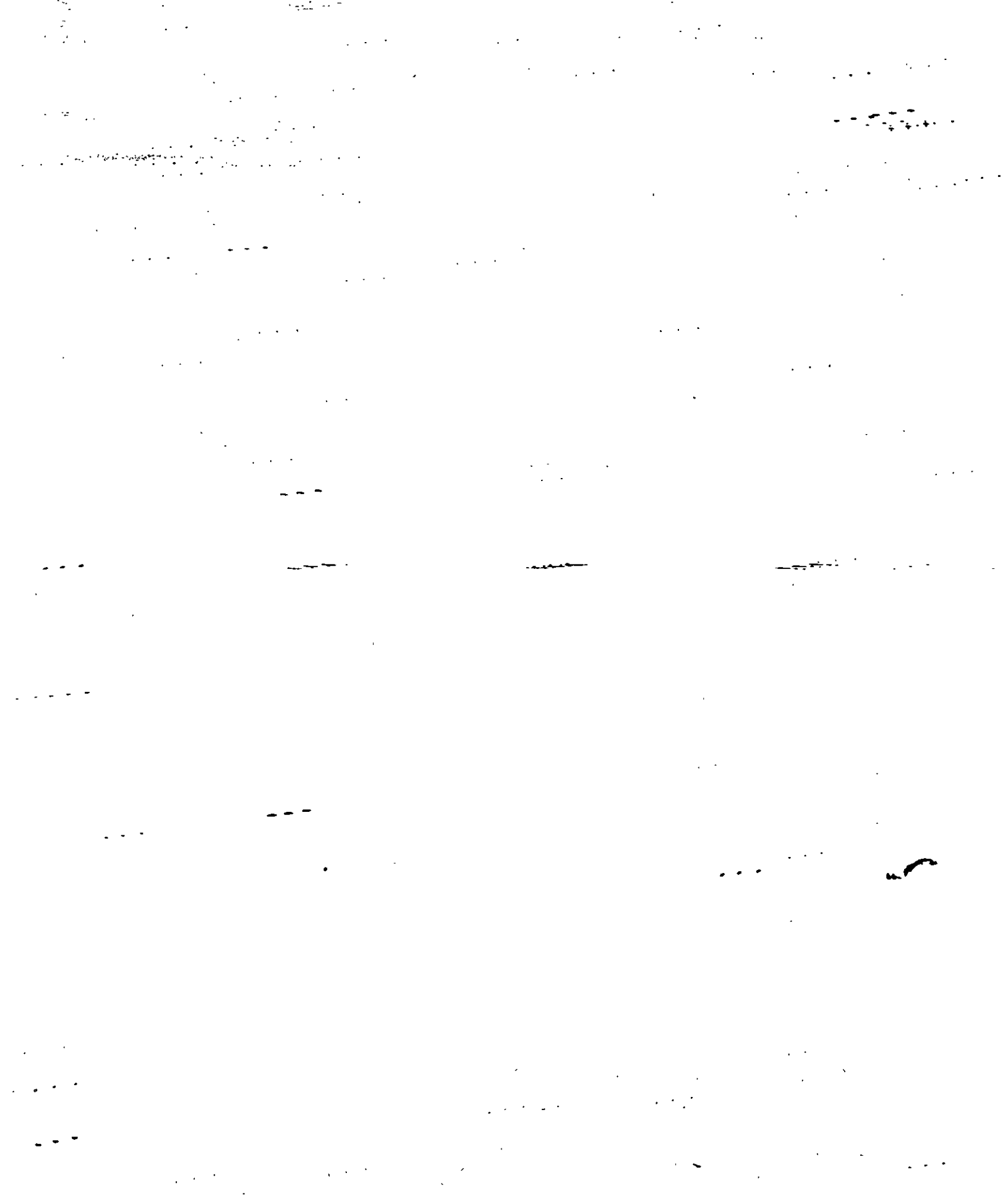
En la esencia de la política es la discreción y la estrategia se ocupa de la duración en que se aplicará los recursos humanos y materiales con el fin de aumentar la posibilidad de lograr los objetivos seleccionados. Algunas políticas y estrategias pueden ser esencialmente iguales.

Puede ser que una forma de establecer una distinción significativa sea decir que las políticas orientarán el desempeño de un directivo al tomar decisiones mientras que la estrategia implica el compromiso de recursos en una dirección determinada.

La función fundamental de las políticas y las estrategias es unificar y dar duración a los planes, es decir, influyen sobre el curso que la organización intenta seguir, pero por si solos no aseguran que la organización llega a donde quiere ir.

Cómo puede observarse el desarrollo de la VISION, el enunciado de la MISION y la elaboración de las políticas y estrategias constituyen la esencia de la planeación como fase primordial de la administración. Esta es una tarea de liderazgo y es importante que en ella se involucre las políticas generales de la administración en épocas de información y las de administración creativa a que ya se ha hecho referencia.

Saber a donde se quiere llegar qué caminos podemos seguir y de qué manera podemos asegurar el éxito para llegar al punto deseado constituyen el propósito fundamental de VISION-MISION-POLITICAS GENERALES-ESTRATEGIAS.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

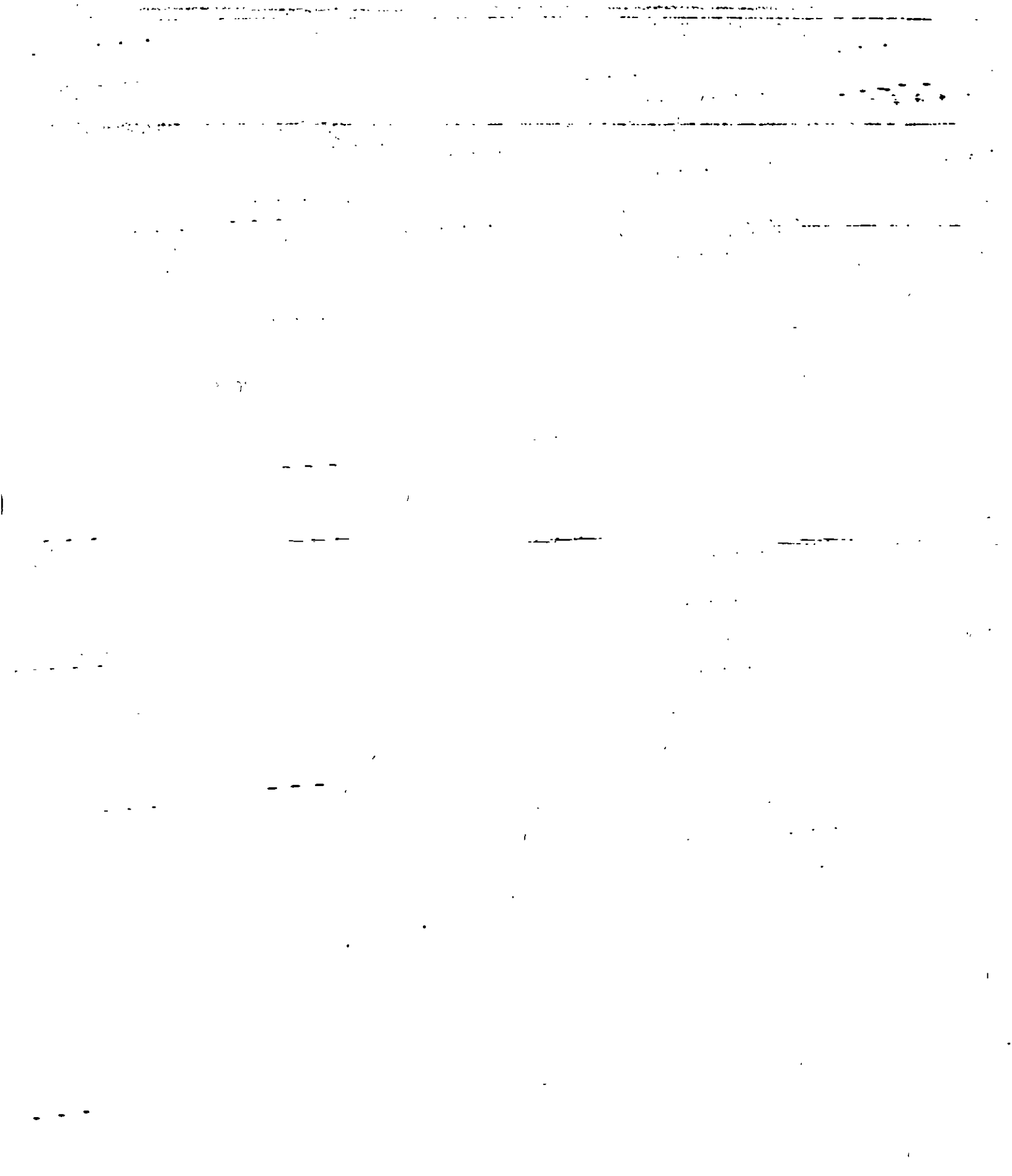
II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

**REGLAMENTO DE TRANSITO
CAPITULO VII**

EXPOSITOR: ING. RITA BUSTAMANTE ALCANTARA

1997



CAPITULO VII
DEL TRANSITO EN LA VIA PUBLICA
SECCION PRIMERA

DE LA CLASIFICACION EN LAS VIAS PUBLICAS

ARTICULO 73.- La vía pública se integra de un conjunto de elementos cuya función es permitir el tránsito de vehículos, ciclistas y peatones, así como facilitar la comunicación entre las diferentes áreas o zonas de actividad. Las vías públicas se clasifican en:

I.- Vías Primarias

a) Vías de Acceso Controlado

- 1) Anular o Periférica
- 2) Radial
- 3) Viaducto

b) Arterias Principales

- 1) Eje Vial
- 2) Avenida
- 3) Paseo
- 4) Calzada

II.- Vías Secundarias

a) Calle Colectora

b) Calle local

- 1) Residencial
- 2) Industrial

c) Callejón

d) Callejuela

e) Rinconada

f) Cerrada

g) Privada

h) Terracería

i) Calle Peatonal

j) Pasaje

k) Andador

l) Portal

III.- Ciclopistas

IV.- Areas de Transferencia

Las vías públicas estarán debidamente conectadas con las estaciones de transferencia tales como:

a) Estacionamiento y lugares de resguardo para bicicletas.

b) Terminales urbanas, suburbanas y foráneas.
Estaciones del metro.

c) Paraderos

d) Otras estaciones

SECCION SEGUNDA
DE LAS NORMAS DE CIRCULACION EN LA VIA
PUBLICA

— OBLIGACIONES DE LOS MOTOCICLISTAS

ARTICULO 74.- Los conductores de motocicletas tendrán las siguientes obligaciones:

I.- Sólo podrán viajar además del conductor, el número de personas autorizadas en la tarjeta de circulación;

II.- Cuando viaje otra persona además del conductor o transporte carga, el vehículo deberá circular por el carril de la extrema derecha de la vía sobre la que circulen y proceder con cuidado al rebasar vehículos estacionados;

III.- No deberán transitar sobre las aceras y áreas reservadas al uso exclusivo de peatones;

IV.- Transitar por un carril de circulación de vehículos automotrices, mismo que deberán respetar los conductores de vehículos de motor. Por tal motivo, no deberán transitar dos o más bicicletas o motocicletas en posición paralela en un mismo carril;

V.- Para rebasar un vehículo de motor deberán utilizar un carril diferente del que ocupa el que va a ser adelantado;

VI.- Los conductores de motocicletas deberán usar durante la noche o cuando no hubiere suficiente visibilidad durante el día el sistema de alumbrado, tanto en la parte delantera como en la posterior;

VII.- Los conductores de motocicletas y, en su caso, sus acompañantes, deberán usar casco y anteojos protectores;

VIII.- No asirse o sujetar su vehículo a otros que transiten por la vía pública;

IX.- Señalar de manera anticipada cuando vaya a efectuar una vuelta ;

X.- No llevar carga que dificulte su visibilidad, equilibrio, adecuada operación o constituya un peligro para sí u otros usuarios de la vía pública, y

XI.- Acatar estrictamente las disposiciones establecidas por el presente Reglamento.

— OBLIGACIONES DE LOS AUTOMOVILISTAS

ARTICULO 75.- Los conductores, sin perjuicio de las demás normas que establezca el presente Reglamento, deberán observar las siguientes disposiciones:

I.- Conducir sujetando con ambas manos el volante o control de la dirección, y no llevar entre sus brazos a personas u objeto alguno, ni permitir que otra persona, desde un lugar diferente al destinado al mismo conductor, tome el control de la dirección, distraiga u obstruya la conducción del vehículo;

II.- Transitar con las puertas cerradas;

III.- Cerciorarse, antes de abrir las puertas, de que no existe peligro para los ocupantes del vehículo y demás usuarios de la vía ;

IV.- Disminuir la velocidad y, de ser preciso, detener la marcha del vehículo así como tomar las precauciones necesarias, ante concentraciones de peatones;

V.- Ceder el paso a los peatones al cruzar la acera para entrar o salir de una cochera, estacionamiento o calle privada;

VI.- Detener su vehículo junto a la orilla de la banqueta, sin invadir ésta, para que los pasajeros puedan ascender o descender con seguridad. En zonas rurales, deberán hacerlo en los lugares destinados al efecto, y a falta de éstos, fuera de la superficie de rodamiento;

VII.- Conservar respecto del vehículo que los preceda, la distancia que garantice la detención oportuna en los casos en que éste frene intempestivamente, para lo cual tomarán en cuenta la velocidad y las condiciones de las vías sobre las que transiten, y

VIII.- Dejar suficiente espacio, en zonas suburbanas, para que otro vehículo que intente adelantarlo pueda hacerlo sin peligro, excepto cuando, a su vez, trate de adelantar al que le preceda.

— PROHIBICIONES A LOS AUTOMOVILISTAS

ARTICULO 76.- Los conductores, sin perjuicio de las demás restricciones que establezca el presente ordenamiento, deberán respetar las siguientes prohibiciones:

I.- Transportar personas en la parte exterior de la carrocería o en lugares no especificados para ello;

II.- Transportar mayor número de personas que el señalado en la correspondiente tarjeta de circulación;

III.- Abastecer su vehículo de combustible con el motor en marcha;

IV.- Entorpecer la marcha de columnas militares, escolares, desfiles cívicos, cortejos fúnebres y manifestaciones;

V.- Efectuar competencias de cualquier índole en la vía pública;

VI.- Circular en sentido contrario o invadir el carril de contraflujo, así como transitar innecesariamente sobre las rayas longitudinales marcadas en la superficie de rodamiento que delimitan carriles de circulación;

VII.- Cambiar de carril dentro de los túneles, de los pasos a desnivel y cuando exista raya continua delimitando los carriles de circulación, y

VIII.- Dar vuelta en "U", para colocarse en sentido opuesto al que circula, cerca de una curva o cima, en vías de alta densidad de tránsito, y en donde el señalamiento lo prohíba.

— **PROHIBICIONES A LOS CICLISTAS Y MOTOCICLISTAS**

ARTICULO 77.- Queda prohibido a los conductores de bicicletas o motocicletas transitar por las vías primarias conocidas como vías de acceso controlado y en donde el señalamiento lo prohíba, así como asirse o sujetar su vehículo a otro que transite por la vía pública.

— **OBSTACULOS AL TRANSITO**

ARTICULO 78.- Los usuarios de la vía pública deberán abstenerse de todo acto que pueda constituir un obstáculo para el tránsito de peatones y vehículos, poner en peligro a las personas o causar daños a propiedades públicas o privadas. En consecuencia, queda prohibido depositar, en las vías públicas, materiales de construcción o de cualquier índole. En caso de necesidad justificada, se recabará autorización del Departamento, quien la otorgará exclusivamente en lugares donde dicho depósito no signifique algún obstáculo de importancia al libre tránsito de peatones y vehículos.

Si no se removiera la autoridad podrá hacerlo poniéndolos a disposición de la instancia competente.

— **CARAVANAS DE VEHICULOS Y MANIFESTACIONES**

ARTICULO 79.- Para el tránsito de caravanas de vehículos y peatones, se requiere de autorización oficial solicitada con la debida anticipación.

Tratándose de manifestaciones de índole política, sólo será necesario dar aviso a la autoridad corres-

pondiente con la suficiente antelación, a efecto de adoptar las medidas tendientes a procurar su protección y a evitar congestionamientos viales.

— LIMITE DE VELOCIDAD

ARTICULO 80.- La velocidad máxima en la ciudad es de 60 kilómetros por hora, excepto en las zonas escolares en donde será de 20 kilómetros por hora, sesenta minutos antes y después de los horarios de entrada y salida de los planteles escolares, y en donde el señalamiento indique otro límite. También deberá observarse el límite antes mencionado ante la presencia de escolares fuera de los horarios referidos.

Los conductores de vehículos no deberán exceder los límites de velocidad mencionados. La reincidencia de la infracción de esta disposición, será causa de suspensión de la licencia.

Queda prohibido asimismo transitar a una velocidad tan baja que entorpezca el tránsito, excepto en aquellos casos en que lo exijan las condiciones de las vías, del tránsito o de la visibilidad.

— PREFERENCIA DE PASO A VEHICULOS DE EMERGENCIA

ARTICULO 81.- En las vías públicas tienen preferencia de paso, cuando circulen con la sirena o torreta luminosa encendida, las ambulancias, patrullas, vehículos del H. Cuerpo de Bomberos y los convoyes militares, los cuales procurarán circular por el carril de mayor velocidad y podrán en caso necesario, dejar de atender las normas de circulación que establece este Reglamento tomando las precauciones debidas.

Los conductores de otros vehículos les cederán el paso y los vehículos que circulen en el carril inmediato al lado deberán disminuir la velocidad, para permitir las maniobras que despejen el camino del vehículo de

emergencia, procurando si es posible, alinearse a la derecha.

Los conductores no deberán seguir a los vehículos de emergencia, ni detenerse o estacionarse a una distancia que pueda significar riesgo o entorpecimiento de la actividad del personal de dichos vehículos.

Los emblemas de los vehículos de emergencia mencionados, no podrán ser usados en cualquier otra clase de vehículos.

— SUPREMACIA DE LAS SEÑALES DE LOS AGENTES

ARTICULO 82.- En los cruceros controlados por agentes, las indicaciones de éstos prevalecen sobre las de los semáforos y señales de tránsito.

— PROHIBICION DE OBSTRUIR LAS INTERSECCIONES CUANDO NO HAYA ESPACIO SUFICIENTE

ARTICULO 83.- Cuando los semáforos permitan el desplazamiento de vehículos en un cruce, pero en el momento no haya espacio libre en la cuadra siguiente para que los vehículos avancen, queda prohibido continuar la marcha cuando al hacerlo se obstruya la circulación en la intersección.

Se aplica la misma regla cuando el cruce carezca de señalamiento por semáforos.

— GLORIETAS

ARTICULO 84.- En las glorietas donde la circulación no esté controlada por semáforos; los conductores que entren a la misma, deben ceder el paso a los vehículos que ya se encuentran circulando en ella.

— NORMAS DE CONDUCCION EN CRUCEROS

ARTICULO 85.- En los cruces donde no haya semáforo o no esté controlado por un agente, se observarán las siguientes disposiciones:

I.- El conductor que se acerque al cruce deberá ceder el paso a aquellos vehículos que se encuentren ya dentro del mismo;

II.- Cuando al cruce se aproximen en forma simultánea vehículos procedentes de las diferentes vías que confluyen en el mismo, los conductores deberán alternarse el paso, iniciando el cruce aquel que proceda del lado derecho.

El Departamento procurará establecer la señalización correspondiente.

III.- Cuando una de las vías que converja en el cruce sea de mayor amplitud que la otra, o tenga notablemente mayor volumen de tránsito, existirá preferencia de paso para los vehículos que transiten por ella.

— CEDER EL PASO A VEHICULOS QUE CIRCULEN POR LA VIA A LA QUE SE VA A INCORPORAR

ARTICULO 86.- Los conductores que pretendan incorporarse a una vía primaria deberán ceder el paso a los vehículos que circulen por la misma.

Es obligación, para los conductores que pretendan salir de una vía primaria, pasar con suficiente anticipación al carril de su extrema derecha o izquierda, según sea el caso, y con la debida precaución salir a los carriles laterales.

Los conductores que circulen por las laterales de una vía primaria deberán ceder el paso a los vehículos que salen de los carriles centrales para tomar los laterales, aún cuando no exista señalización.

— CRUCEROS DE FERROCARRIL Y TREN LIGERO

ARTICULO 87.- En los cruceros de ferrocarril y en los de tren ligero, éstos tendrán preferencia de paso respecto a cualquier otro vehículo.

El conductor que se aproxime a un crucero de ferrocarril, deberá hacer alto, a una distancia mínima de 5 metros del riel más cercano, con excepción hecha de vías férreas paralelas o convergentes a las vías de circulación continua, en donde disminuirán la velocidad y se pasará con precaución.

Atendiendo en este caso a la señalización que para tal efecto instale el Departamento, el conductor podrá cruzar las vías de ferrocarril, una vez que se haya cerciorado de que no se aproxima ningún vehículo sobre los rieles.

— LIMITACIONES AL TRANSITO

ARTICULO 88.- Los conductores de vehículos de motor de cuatro o mas ruedas deberán respetar el derecho que tienen los motociclistas para pasar un carril de tránsito.

Ningún vehículo podrá ser conducido sobre una isleta, camellón o sus marcas de aproximación, ya sean pintadas o realzadas.

En vías primarias en las que exista restricción expresa para el tránsito de cierto tipo de vehículos y no obstante transiten, se les aplicará la sanción correspondiente.

— ADELANTAR O REBASAR

ARTICULO 89.- El conductor de un vehículo que circule en el mismo sentido que otro, por una vía de dos carriles y doble circulación, para rebasarlo por la izquierda, observará las reglas siguientes:

I.- Deberá cerciorarse de que ningún conductor que le siga haya iniciado la misma maniobra;

II.- Una vez anunciada su intención con luz direccional o en su defecto con el brazo, lo adelantará por la izquierda a una distancia segura, debiendo reincorporarse al carril de la derecha, tan pronto le sea posible y haya alcanzado una distancia suficiente para no obstruir la marcha del vehículo rebasado.

El conductor de un vehículo al que se intente adelantar por la izquierda deberá conservar su derecha y no aumentar la velocidad de su vehículo.

— REBASAR O ADELANTAR POR LA DERECHA

ARTICULO 90.- Sólo se podrá rebasar o adelantar por la derecha a otro que transite en el mismo sentido, en los casos siguientes:

I.- Cuando el vehículo al que pretende rebasar o adelantar esté a punto de dar vuelta a la izquierda, y

II.- En vías de dos o más carriles de circulación en el mismo sentido, cuando el carril de la derecha permita circular con mayor rapidez.

Queda prohibido rebasar vehículos por el acotamiento.

— CONSERVAR LA DERECHA

ARTICULO 91.- Los vehículos que transiten por vías angostas deberán ser conducidos a la derecha del eje de la vía, salvo en los siguientes casos:

I.- Cuando se rebase a otro vehículo;

II.- Cuando en una vía de doble sentido de circulación el carril derecho esté obstruido, y con ello haga necesario transitar por la izquierda de la misma. En este caso, los conductores deberán ceder el paso a

los vehículos que se acerquen en sentido contrario por la parte no obstruida;

III.- Cuando se trate de una vía de un solo sentido, y

IV.- Cuando se circule en una glorieta de una calle, con un solo sentido de circulación.

— PROHIBICION DE REBASAR

ARTICULO 92.- Queda prohibido al conductor de un vehículo rebasar a otro por el carril de tránsito opuesto en los siguientes casos:

I.- Cuando sea posible rebasarlo en el mismo sentido de su circulación;

II.- Cuando el carril de circulación contrario no ofrezca una clara visibilidad o cuando no esté libre de tránsito en una longitud suficiente para permitir efectuar la maniobra sin riesgo;

III.- Cuando se acerque a la cima de una pendiente o en una curva;

IV.- Cuando se encuentre a 30 metros o menos de distancia de un cruceo o de un paso de ferrocarril;

V.- Para adelantar hileras de vehículos;

VI.- Donde la raya en el pavimento sea continua, y

VII.- Cuando el vehículo que lo precede haya iniciado una maniobra de rebase.

— CAMBIOS DE CARRIL Y LUCES DIRECCIONALES

ARTICULO 93 - En las vías de dos o más carriles de un mismo sentido, todo conductor deberá mantener su vehículo en un solo carril y podrá cambiar a otro con la precaución debida, haciéndolo de forma

— escalonada, de carril en carril y utilizando sus direccionales.

Las luces direccionales deberán emplearse para indicar cambios de dirección, y durante paradas momentáneas o estacionamientos de emergencia, también podrán usarse como advertencia, debiendo preferirse en estas últimas situaciones las luces intermitentes de destello.

— **LUCES DE FRENADO E INTERMITENTES PARA DISMINUIR VELOCIDAD O CAMBIAR DE DIRECCION Y CARRIL**

ARTICULO 94.- El conductor que pretenda reducir la velocidad de su vehículo, detenerse, cambiar de dirección o de carril, sólo podrá iniciar la maniobra después de cerciorarse de que pueda efectuarla, con la precaución debida, y avisando a los vehículos que le sigan en la siguiente forma:

I.- Para detener la marcha o reducir velocidad hará uso de la luz de freno y podrá además sacar por el lado izquierdo del vehículo el brazo extendido horizontalmente. En caso de contar con luces de destello intermitente o de emergencia podrán utilizarse, y

II.- Para cambiar de dirección deberá usar la luz direccional correspondiente o en su defecto deberá sacar el brazo izquierdo extendido hacia arriba, si el cambio es a la derecha; y extendiendo hacia abajo, si éste va a ser hacia la izquierda.

— **VUELTAS**

ARTICULO 95.- Para dar vuelta en un crucero, los conductores de vehículos deberán hacerlo con precaución, ceder el paso a los peatones que ya se encuentran en el arroyo y proceder de la manera siguiente:

I.- Al dar vuelta a la derecha tomarán oportunamente el carril extremo derecho y cederán el paso a los vehículos que circulen por la calle a la que se incorporen;

II.- Al dar vuelta a la izquierda en los cruces donde el tránsito sea permitido en ambos sentidos, la aproximación de los vehículos deberá hacerse sobre el extremo izquierdo de su sentido de circulación, junto al camellón o raya central. Después de entrar al cruce deberá ceder el paso a los vehículos que circulen en sentido opuesto, al completar la vuelta a la izquierda deberán quedar colocados a la derecha de la raya central de la calle a la que se incorporen;

III.- En las calles de un solo sentido de circulación, los conductores deberán tomar el carril extremo izquierdo y cederán el paso a los vehículos que circulen por la calle a que se incorporen;

IV.- De una calle de un solo sentido a otra de doble sentido, se aproximarán tomando el carril extremo izquierdo y, después de entrar al cruce, darán vuelta a la izquierda y cederán el paso a los vehículos. Al salir del cruce deberán quedar colocados a la derecha de la raya central de la calle a la que se incorporen, y

V.- De una vía de doble sentido a otra de un solo sentido, la aproximación se hará por el carril extremo izquierdo de su sentido de circulación, junto al camellón o raya central, y deberán ceder el paso a los vehículos que circulen en sentido opuesto, así como a los que circulen por la calle a la que se incorporen.

— VUELTA CONTINUA A LA DERECHA

ARTICULO 96.- La vuelta a la derecha siempre será continua, excepto en los casos donde existan señales restrictivas para lo cual, el conductor deberá proceder de la siguiente manera:

I.- Circular por el carril derecho desde una cuadra a 50 metros aproximadamente, antes de realizar la vuelta derecha continua;

II.- Al llegar a la intersección, si tiene la luz roja del semáforo, detenerse y observar a ambos lados, para ver si no existe la presencia de peatones o vehículos que estén cruzando en ese momento, antes de proceder a dar la vuelta;

III.- En el caso de que sí existan peatones o vehículos, darles el derecho o preferencia de paso, según sea el caso, y

IV.- Al finalizar la vuelta a la derecha, deberá tomar el carril derecho.

— REVERSA

ARTICULO 97.- El conductor de un vehículo podrá retroceder hasta 20 metros, siempre que tome las precauciones necesarias y no interfiera al tránsito. En vías de circulación continua o intersecciones, se prohíbe retroceder los vehículos, excepto por una obstrucción de la vía por accidente o causas de fuerza mayor, que impida continuar la marcha.

— LUCES

ARTICULO 98.- En la noche, o cuando no haya suficiente visibilidad en el día, los conductores al circular llevarán encendidos los faros delanteros y luces posteriores reglamentarios, evitando que el haz luminoso deslumbre a quienes transitan en sentido opuesto o en la misma dirección.

— TRANSITO EN ORUGAS METALICAS

ARTICULO 99.- Queda prohibido el tránsito de vehículos equipados con bandas de oruga, ruedas o llantas metálicas u otros mecanismos de traslación que puedan dañar la superficie de rodamiento. La

contravención a esta disposición obligará al infractor a cubrir los daños causados a la vía pública, sin perjuicio de la sanción a que se hiciere acreedor.

SECCION TERCERA
DEL ESTACIONAMIENTO EN LA VIA PUBLICA
— ESTACIONAMIENTO

ARTICULO 100.- Para parar o estacionar un vehículo en la vía pública, se deberán observar las siguientes reglas:

I.- El vehículo deberá quedar orientado en el sentido de la circulación;

II.- En zonas urbanas, las ruedas contiguas a la acera quedarán a una distancia máxima de la misma que no exceda de 30 centímetros;

III.- En zonas suburbanas, el vehículo deberá quedar fuera de la superficie de rodamiento;

IV.- Cuando el vehículo quede estacionado en bajada, además de aplicar el freno de estacionamiento, las ruedas delanteras deberán quedar dirigidas hacia la guarnición de la vía. Cuando quede en subida, las ruedas delanteras se colocarán en posición inversa. Cuando el peso del vehículo sea superior a 3.5 toneladas deberán colocarse además cuñas apropiadas entre el piso y las ruedas traseras;

V.- El estacionamiento en batería se hará dirigiendo las ruedas delanteras hacia la guarnición, excepto que la señalización indique lo contrario; y

VI.- Cuando el conductor se retire del vehículo estacionado deberá apagar el motor.

Quando el conductor de un vehículo lo estacione en forma debida en la vía pública, ninguna persona podrá desplazarlo o empujarlo por cualquier medio para maniobras de estacionamiento.

— DESCOMPOSTURA O FALLA MECANICA EN LUGAR PROHIBIDO

ARTICULO 101.- Cuando por descompostura o falla mecánica el vehículo haya quedado detenido en lugar prohibido, su conductor deberá retirarlo a la brevedad que las circunstancias lo permitan.

Queda prohibido estacionarse simulando una falla mecánica a fin de pararse de manera momentánea o temporal.

Los conductores que por causa fortuita o de fuerza mayor detengan sus vehículos en la superficie de rodamiento de una carretera local, o en una vía de circulación continua, procurarán ocupar el mínimo de dicha superficie y dejarán una distancia de visibilidad suficiente en ambos sentidos.

De inmediato, colocarán los dispositivos de advertencia reglamentarios:

I.- Si la carretera es de un solo sentido o se trata de una vía de circulación continúa, se colocará atrás del vehículo, a la orilla exterior del carril, y

II.- Si la carretera es de dos sentidos de circulación deberá colocarse a 100 metros hacia adelante de la orilla exterior del otro carril. En zona urbana deberá colocarse un dispositivo a 20 metros atrás del vehículo inhabilitado.

Los conductores de vehículos que se detengan fuera del arroyo, y a menos de 2 metros de éste, seguirán las mismas reglas, con la salvedad de que los dispositivos de advertencia serán colocados en la orilla de la superficie de rodamiento.

— PROHIBICION DE REPARACION DE VEHICULOS EN LA VIA PUBLICA

ARTICULO 102.- En las vías públicas únicamente podrán efectuarse reparaciones a vehículos cuando éstas sean debidas a una emergencia.

Los talleres o negociaciones que se dediquen a la reparación de vehículos, bajo ningún concepto podrán utilizar las vías públicas para ese objeto; en caso contrario los agentes de la policía deberán retirarlos.

— LUGARES PROHIBIDOS PARA ESTACIONAMIENTO

ARTICULO 103.- Se prohíbe estacionar un vehículo en los siguientes lugares:

I.- En las aceras, camellones, andadores u otras vías reservadas a peatones;

II.- En más de una fila;

III.- Frente a una entrada de vehículos, excepto la de su domicilio;

IV.- A menos de 5 metros de la entrada de una estación de bomberos y en la acera opuesta en un tramo de 25 metros;

V.- En la zona de ascenso y descenso de pasajeros de vehículos de servicio público;

VI.- En las vías de circulación continua o frente a sus accesos o salidas;

VII.- En lugares donde se obstruya la visibilidad de señales de tránsito a los demás conductores;

VIII.- Sobre cualquier puente o estructura elevada de una vía o el interior de un túnel;

IX.- A menos de 10 metros del riel más cercano de un cruce ferroviario;

X.- A menos de 50 metros de un vehículo estacionado en el lado opuesto en una carretera de no más de dos carriles y con doble sentido de circulación;

XI.- A menos de 100 metros de una curva o cima sin visibilidad;

XII.- En las áreas de cruce de peatones, marcadas o no en el pavimento;

XIII.- En las zonas en que el estacionamiento se encuentre sujeto a sistema de cobro, sin haber efectuado el pago correspondiente;

XIV.- En las zonas autorizadas de carga y descarga sin realizar esta actividad;

XV.- En sentido contrario;

XVI.- En los carriles exclusivos para autobuses y trolebuses;

XVII.- Frente a establecimientos bancarios que manejen valores;

XVIII.- Frente a tomas de agua para bomberos;

XIX.- Frente a rampas especiales de acceso a la banqueta para minusválidos; y

XX.- En zonas o vías públicas en donde exista un señalamiento para este efecto.

Será sancionado el conductor cuyo vehículo se detenga por falta de combustible en la vía pública.

— PROHIBICION DE APARTAR LUGARES

ARTICULO 104.- Queda prohibido apartar lugares de estacionamiento en la vía pública, así como poner objetos que obstaculicen el mismo, los cuales serán removidos por los agentes.

Corresponde al Departamento establecer zonas de estacionamiento exclusivo, de conformidad con los estudios y resoluciones que sobre el particular se realicen, así como zonas de cobro.

La concentración de bióxido de azufre en el aire es medida generalmente por el método de pararrosanilina, mediante el cual el bióxido de azufre es absorbido en una solución de tetracloromercuriato (TCM). El complejo químico resultante es añadido a la pararrosanilina y formaldehído para formar una solución ácida de intensa coloración, a ser analizada por espectrofotometría.

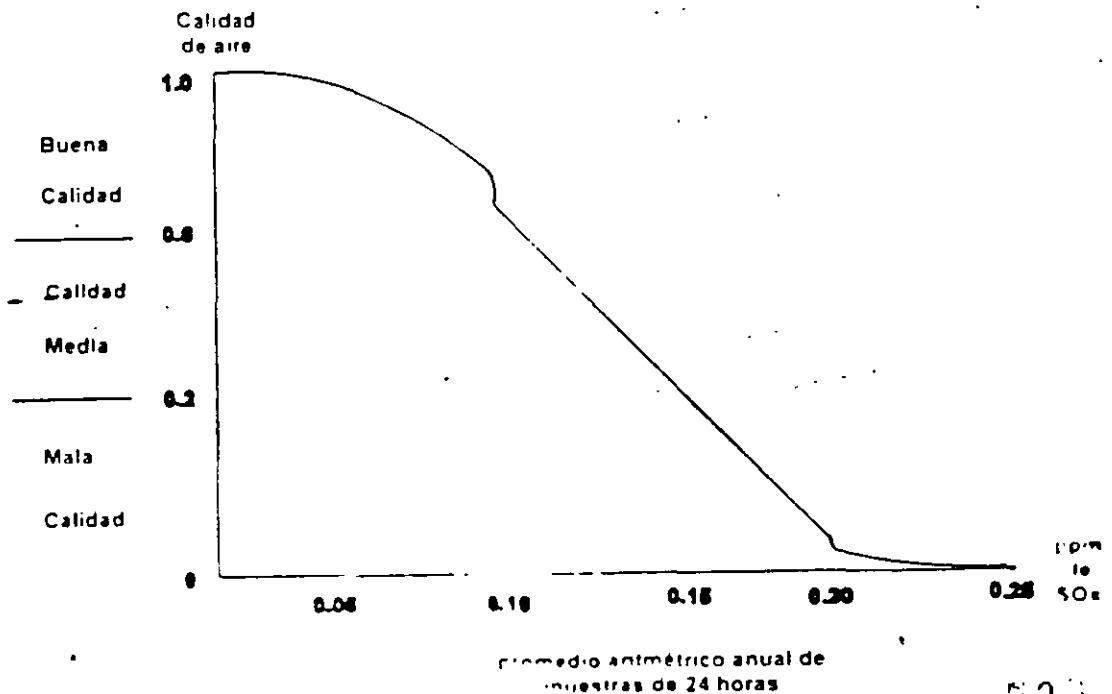
El análisis por espectrofotometría es un método colorimétrico en el cual la concentración de bióxido de azufre es medida por la intensidad del color de la solución ácida. Esta metodología es recomendada y presentada por SEDESOL (NOM-CCAM-005-ECOL/1993).

Para el análisis de bióxido de azufre en estudios rutinarios de calidad de aire se puede utilizar un analizador Thermo Electron Modelo 43. Este método se basa en la medición de la fluorescencia que emite el SO_2 después de absorber la luz ultravioleta, la cual es proporcional a la concentración del SO_2 en la muestra de aire.

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de SO_x de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez, la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

El límite aceptable de concentración de óxidos de azufre en el aire debe ser considerado 0.03 ppm, ya que a este nivel se producen efectos nocivos en la vegetación. También la visibilidad se ve afectada a bajas concentraciones y a partir de 0.2 ppm se observa un aumento en el índice de mortalidad.



e) LIMITACION GEOGRAFICA Y TEMPORAL

La concentración de los óxidos de azufre en el aire varían en espacio y tiempo y su dispersión se puede calcular con el uso de modelos matemáticos.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Los efectos secundarios incluyen pérdidas de recursos económicos, incluyendo daño a superficies y vegetación, deterioro de la calidad del agua a través de la "limpieza" de la atmósfera por lluvia, etc.

5.3.- HIDROCARBUROS

El término hidrocarburos es general e incluye varios compuestos originados en la combustión de productos derivados del petróleo. La mitad de las emisiones globales de hidrocarburos son originados por fuentes móviles y por ello es muy importante su impacto en la calidad del aire.

a) EFECTOS

El principal impacto en la calidad del aire es la creación de oxidantes fotoquímicos y smog. Los efectos directos de hidrocarburos a altas concentraciones (1.000 ppm o más) es la interferencia con el porcentaje de contenido de oxígeno en el aire. Esto puede producir tos, estomudos, dolor de cabeza, laringitis y bronquitis los que se ven aumentados en presencia de óxidos de nitrógeno.

Los hidrocarburos de alto peso molecular son más nocivos que los de bajo peso molecular y algunos son carcinógenos como el benceno y algunos hidrocarburos aromáticos policíclicos (benzo-a-pireno, etc.)

b) MUESTREO Y MONITOREO

La variable que indica el impacto de hidrocarburos en la calidad del aire se expresa como el promedio de la concentración anual de muestras de tres horas, en partes por millón (ppm). En general, estas tres horas son entre las 6 y las 9 a.m., que es el tiempo que se espera que sea la hora pico del tránsito, pero puede variar según las ciudades consideradas.

Los hidrocarburos interactúan con los óxidos de nitrógeno creando el smog, y el impacto por smog es mucho mayor que el impacto por hidrocarburos solamente.

Datos acerca de concentraciones de hidrocarburos en el aire pueden ser obtenidos de estudios desarrollados en el área por agencias federales o estatales, o por centros de educación e investigación.

Existen varias técnicas de muestreo de hidrocarburos en aire antes de ser analizados. Si las concentraciones ambientales de estos contaminantes son lo suficientemente altas, por ejemplo aquellas que se encuentran en zonas urbanas contaminadas, se pueden llevar a cabo muestreos directos sin preconcentración de las muestras. Se deben tomar precauciones para evitar pérdidas debidas a la absorción en las paredes del muestreador, o debido a las reacciones que ocurren después del muestreo. La contaminación introducida por el contenedor de muestras puede ser también una fuente de error (por ejemplo, solventes y plastificantes en contenedores de materiales plásticos).

A concentraciones ambientales menores, se requiere algún tipo de concentración de muestras antes de llevar a cabo el análisis de las mismas. Comúnmente se utilizan productos absorbentes sólidos (por ejemplo: trampas de Tenax, resina XAD-2, carbón activado), de los cuales los compuestos orgánicos pueden ser extraídos por medio de solventes o por cambios de temperatura en laboratorios.

Las concentraciones actuales que se observan y sus cantidades relativas son sensibles a la zona de muestreo. Existen algunos factores muy importantes en la determinación de hidrocarburos en el aire:

- La distancia del lugar de muestreo a la fuente de contaminación.
- Si la estación de muestreo esta viento abajo de la fuente.
- Si hay "aire viejo" en el cual los hidrocarburos reactivos han sido consumidos parcialmente

Para llevar a cabo el muestreo y el monitoreo de hidrocarburos en aire se requiere personal técnico en el área de ingeniería química o mecánica con entrenamiento especializado en la operación de muestreadores de hidrocarburos en el aire. Además se requiere una supervisión especializada para asegurar que los instrumentos estén operando correctamente y que la colecta de datos sea adecuada y que refleje las condiciones ambientales. Esta función debe ser llevada a cabo por técnicos de campo o por consultores con experiencia en el monitoreo de la calidad del aire.

c) ANALISIS

Existen dos metodologías distintas para el análisis de hidrocarburos totales: el método de ionización por llama (FID, sus siglas en inglés) y el método espectrofotométrico.

La E.P.A. de los EE.UU. recomienda el uso del método de ionización por llama de hidrogeno para medir la concentración de hidrocarburos totales. La técnica de ionización por llama utiliza un volumen de aire ambiental el cual se le hace pasar semi-continuamente (entre 4 y 12 veces por hora) a través de un detector de ionización de llama de hidrogeno. Un sensor eléctrico detecta el aumento de la concentración de iones resultantes de la interacción de la llama de hidrogeno con la muestra de aire contaminada por compuestos orgánicos (hidrocarburos, aldehidos y alcoholes). La respuesta de la concentración de iones es

aproximadamente proporcional al número de átomos de carbono orgánico presente en la muestra. El FID actúa como un contador de átomos de carbono.

La medida se puede llevar a cabo a través de dos modos de operación:

- Un análisis cromatográfico completo, mostrando continuamente los resultados del detector.
- Programación del sistema para obtener datos del detector en períodos de tiempo pre-seleccionados. Este método es adecuado cuando no se requieren medidas continuas, por ejemplo cuando se toman datos de hidrocarburos entre las 6 y las 9 a.m. y otras horas pico.

Para el análisis de hidrocarburos, se utilizan los siguientes instrumentos: analizador de hidrocarburos totales; sistema de introducción de muestras (incluyendo una bomba, control de flujo, válvulas, válvulas de cambio automático, medidor de flujo); filtro de línea (de fibra de vidrio, de porosidad entre 3 y 5 μm , sin pegamento); columna o "stripper", horno (con columna analítica y convertidor analítico).

La reactividad del metano es muy baja y se le clasifica como un hidrocarburo no reactivo. Como consecuencia, en algunas metodologías las medidas de hidrocarburos totales no incluyen metano, lo que debe ser especificado en los resultados.

Hidrocarburos individuales pueden ser separados y medidos utilizando cromatografía gaseosa con detección por ionización de llama (FID) la cual es muy sensible a los hidrocarburos. Además, se puede utilizar espectrometría de masas para confirmar la identificación de los compuestos individuales sugeridos por los tiempos de retención de la columna cromatográfica.

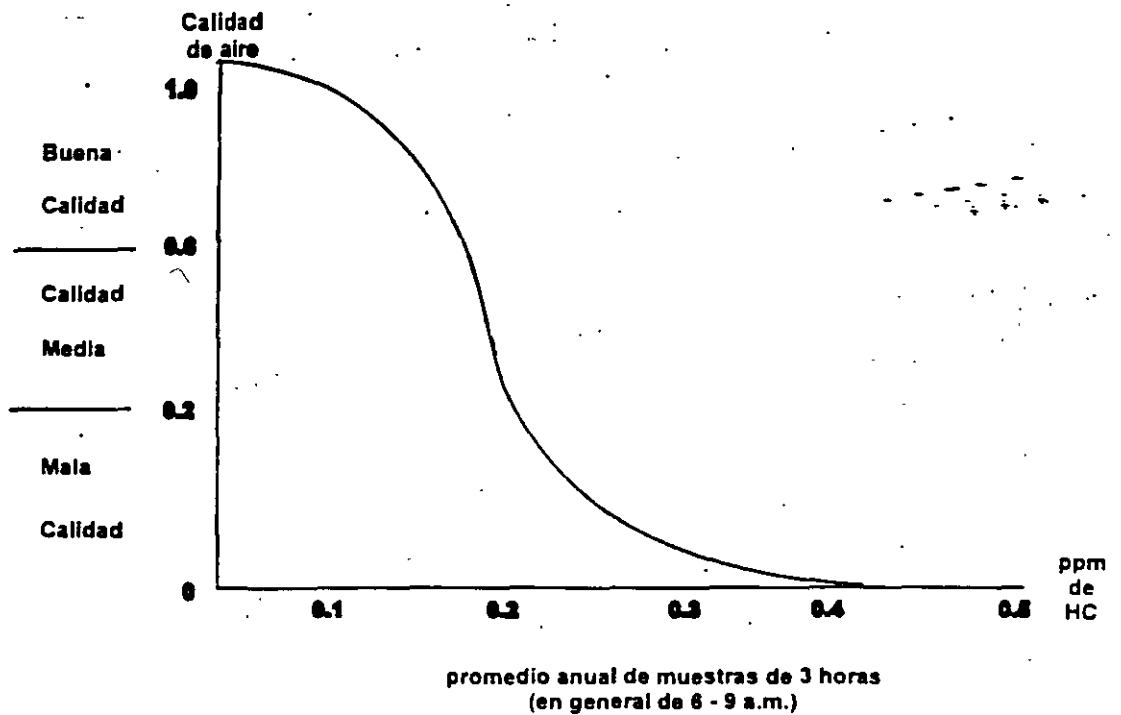
Un tipo de análisis no convencional se basa en el principio de la fotoionización. Los hidrocarburos son ionizados por exposición a luz ultravioleta con 10.2 eV de energía. Los iones son detectados y medidos por técnicas convencionales. La ventaja de este tipo de metodología es que el hidrógeno, necesario para el FID, y que es explosivo en ciertas mezclas con oxígeno, no está presente y el sistema de válvulas de control de flujo y columnas cromatográficas no son necesarias. Pero, a pesar de que esta técnica es muy sensible para hidrocarburos aromáticos y otros compuestos no saturados, no responde a los alcanos.

La calibración de los analizadores de hidrocarburos se hace utilizando concentraciones estándar de hidrocarburos de referencia, como el metano o propano en aire.

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de hidrocarburos de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

El impacto por hidrocarburos es medido por el grado en que afecta la intensidad del smog. El grado de deterioro del medio ambiente se empieza a notar a concentraciones de 0.15 a 0.2 ppm. La estimación del impacto de hidrocarburos sobre la calidad del aire se puede hacer mediante la siguiente función:



e) LIMITACION GEOGRAFICA Y TEMPORAL

La concentración de hidrocarburos no se mantiene constante en espacio o tiempo. Estudios de difusión de estos se pueden llevar a cabo utilizando modelos matemáticos.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Altas concentraciones de hidrocarburos en el aire pueden tener efectos negativos, reflejados en una reducción del valor de propiedades del área, cambio en el uso de las tierras y daños a la vegetación.

5.4.- OXIDOS DE NITROGENO

Los óxidos de nitrógeno (óxido nítrico y dióxido de nitrógeno) son producidos por la combustión a alta temperatura de combustibles, resultando de la reacción del nitrógeno con el oxígeno, los que junto a hidrocarburos en el aire producen smog.

a) EFECTOS

El dióxido de nitrógeno en altas concentraciones, las que no se encuentran al aire libre, puede ser fatal. A concentraciones menores (pero aun a concentraciones menores que las presentes al aire libre) producen irritación de pulmones, causando bronquitis y neumonía. El dióxido de

nitrógeno, que es cuatro veces más tóxico que el óxido de nitrógeno, se huele a par una concentración de 0,12 ppm en el aire.

Los óxidos de nitrógeno producen enfermedades en plantas, oxidan aleaciones de níquel y cambian los colores de fibras sintéticas.

La organización Mundial de la Salud sugiere un límite máximo de exposición por mes de 190-320 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ (0,10-0,17 ppm) medidos por hora.

b) MUESTREO Y MONITOREO

La variable que se debe considerar para conocer el alcance de la contaminación producida por óxidos de nitrógeno es el promedio anual de la concentración de estos compuestos en el aire, expresados en partes por millón (ppm).

El estándar mexicano para óxidos de nitrógeno en aire es de 0,21 ppm, en muestras de una hora una vez al año (NOM-CCAM-004-ECOL/1993).

Otras variables que se tienen en cuenta en forma conjunta con los óxidos de nitrógeno son los hidrocarburos y las partículas en el aire, ya que estos contaminantes actúan de manera conjunta creando problemas de smog y de visibilidad.

Datos existentes para la ciudad o área de estudio pueden ser obtenidos en agencias federales, estatales o municipales y/o educativas y de investigación.

Para el muestreo y el monitoreo de la contaminación del aire por bióxido de nitrógeno se requieren técnicos en el área de ingeniería química o mecánica, con capacitación especializada en la operación de muestreadores de aire, particularmente de óxidos de nitrógeno. La colecta de datos debe ser supervisada por profesionales o consultores con experiencia en esta área.

Los instrumentos utilizados en el muestreo y monitoreo del bióxido de nitrógeno incluyen tubos de absorción; sonda con filtro de membrana, embudo de vidrio y trampa; control de flujo con una aguja hipodérmica calibrada y protección del filtro de membrana; bomba de aire capaz de mantener un flujo de 0,2 litros por minuto y un vacío de 0,7 atmósferas; equipo de calibración.

c) ANALISIS

El bióxido de nitrógeno es el único óxido de nitrógeno que se puede medir directamente en la atmósfera con la tecnología existente. Por lo tanto, la medida de óxidos de nitrógeno se basa en la conversión oxidativa de óxido nítrico a bióxido de nitrógeno.

El método estándar en México es el de luminiscencia química (quimioluminiscencia) de fase gaseosa (método estándar de SEDESOL, NOM-CCAM-004-ECOL/1993).

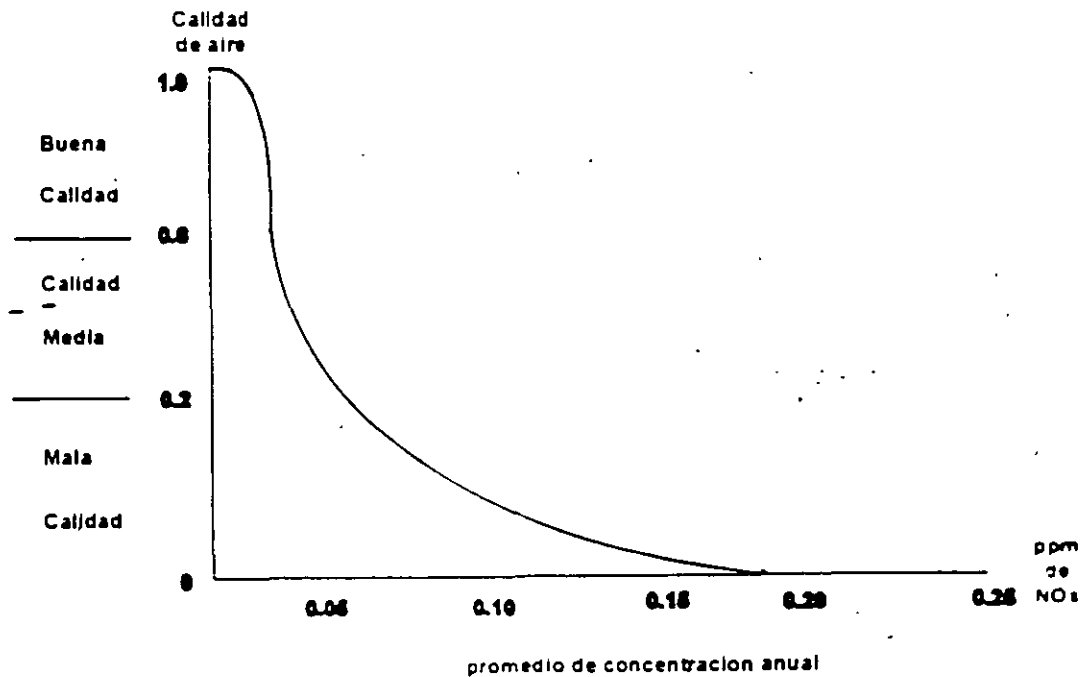
Un método de referencia para la determinación del dióxido de nitrógeno es la técnica de Griess-Saltzman, la que ha sido modificada por la E.P.A. de EE.UU. Es un método que requiere un muestreo continuo de 24 horas, en el cual el aire contaminado con dióxido de nitrógeno se hace burbujear en nitrito de sodio. La concentración de nitrito en la solución es medida por medio de un método colorimétrico a través de la reacción del agente absorbente con ácido fosfórico, sulfanilamida y una solución de NEDA.

Existen estudios comparativos entre fluorescencia inducida por láser (LIF, sus siglas en inglés) y dos técnicas de luminiscencia química (quimioluminiscencia) para medir óxidos de nitrógeno, con un rango de concentraciones entre 10 y 180 ppm. El resultado fue de una precisión de métodos de solamente el 17%. Este valor reafirma la importancia del uso de una técnica en todas las ciudades para hacer posible la comparación de valores analíticos de estos contaminantes.

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de óxidos de nitrógeno de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

Podemos considerar que concentraciones de óxidos de nitrógeno por debajo de 0,05 ppm no producen efectos en la salud. Por encima de este valor puede tener efectos tóxicos y los efectos en la calidad del aire pueden ser estimados por la siguiente curva:



e) LIMITACION ESPACIAL Y TEMPORAL

La concentración de óxidos de nitrógeno no se mantiene constante en tiempo ni en espacio. Estudios de difusión se pueden llevar a cabo utilizando modelos matemáticos.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Los óxidos de nitrógeno pueden causar pérdidas económicas por daños a la vegetación y a edificios y pérdida de valor a las propiedades.

5.5.- MONOXIDO DE CARBONO

El monóxido de carbono, gas producido por la combustión incompleta de productos derivados del petróleo, es el contaminante más común y de mayor distribución en el aire. En áreas cerradas, con mala circulación, puede causar la muerte por asfixia al reemplazar al oxígeno en las células rojas de la sangre.

a) EFECTOS

Efectos nocivos en la salud humana ocurren a concentraciones de 12-17 mg/m³ (10-15 ppm) y exposiciones de ocho horas o más, reflejadas en el comportamiento humano en estados de confusión y estrés. A concentraciones mayores puede afectar el sistema nervioso (visión y coordinación) y también el sistema cardiovascular.

La Organización Mundial de la Salud recomienda un límite de exposición a largo plazo de 10 mg/m³ y 8 horas de promedio para el monóxido de carbono.

b) MUESTREO Y MONITOREO

La variable que se mide al estudiar la contaminación por monóxido de carbono es la concentración máxima en periodos de una hora y de ocho horas. Esta concentración es medida en unidades de microgramos por metro cubico (µg/m³).

El estándar mexicano para monóxido de carbono en aire es de 13 ppm, para muestras de ocho horas una vez al año (NOM-021-SSA1-1993)

Datos históricos y/o recientes pueden existir en agencias de gobierno nacional, estatal o municipal y/o en instituciones de educación e investigación

El muestreo y el monitoreo de la concentración del monóxido de carbono en el aire debe ser realizada por técnicos en el área de ingeniería química o mecánica con especialización en el uso de instrumentos de colecta de datos de calidad del aire, particularmente de monóxido de carbono. Profesionales especializados en muestreos de datos de calidad del aire deben supervisar las actividades de campo para asegurar que el trabajo se desarrolle correctamente

Los instrumentos recomendados para medir monóxido de carbono consisten en: espectrofotómetro infrarrojo no dispersivo; sistema de introducción de la muestra (incluyendo una bomba, una válvula de control y un contador de flujo); un filtro de línea (porosidad de 2 a 10 μm , para retener partículas); un control de humedad (unidades de refrigeración o tubos de secado).

c) ANALISIS

El método de referencia para medir continuamente concentraciones de monóxido de carbono en el aire es una técnica no dispersiva de espectrofotometría infrarroja (NDIR), establecido como el método estándar de SEDESOL (NOM-CCAM-001-ECOL/1993), con un límite de detección de 1 ppm. El método equivalente de SEDESOL es el análisis por cromatografía gaseosa, con un límite de detección de 0,02 ppm.

La técnica de medición NDIR se basa en la absorción de radiación infrarroja por el monóxido de carbono. Comparando electrónicamente la absorción de radiación infrarroja que pasa a través de una celda de referencia y de una celda de análisis, se mide la concentración de este contaminante en la celda de análisis. El CO en la muestra de la celda de análisis absorbe IR a aproximadamente 4,6 μm , resultando así en que menos luz llegue al detector de la celda de referencia. La diferencia en las señales de las dos celdas es la medida del CO presente en la muestra.

La selectividad por CO se obtiene utilizando un detector que consiste en una celda doble, conteniendo CO en ambos lados. La luz que pasa a través de la celda de referencia da en un compartimiento, mientras que la luz de la celda de la muestra da al segundo compartimiento. Los dos lados del detector están separados por un diafragma fino cuyo movimiento se puede controlar electrónicamente. La luz absorbida por el CO en el detector se convierte en calor, la presión sube y el diafragma se deforma, resultando en una señal. Por lo tanto, cuando hay CO presente en la celda de muestra, menos radiación llega a ese lado del detector, el lado de referencia se calienta más y la deformación del diafragma es la medida de CO presente en la muestra.

Otra metodología utilizada es la cromatografía gaseosa con detector de ionización de llama (FID, sus siglas en inglés) donde primero el CO es reducido a metano, ya que el FID no detecta el CO.

En general, los instrumentos que miden concentraciones de monóxido de carbono lo hacen dentro del rango entre 0 y 58 mg/m^3 , con una sensibilidad del 1% de respuesta por cada 0,6 mg de CO/m^3 .

En el mercado existen vanos equipos de muestreo monitoreo y análisis de monóxido de carbono de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

En general, el monóxido de carbono en el medio ambiente no causa problemas de salud ya que al encontrar altos niveles de este contaminante probablemente existen otros, también que son más tóxicos.

e) LIMITACION ESPACIAL Y TEMPORAL

La concentración de monóxido de carbono no se mantiene constante en espacio ni tiempo. Estudios de difusión se pueden llevar a cabo por medio de uso de modelos matemáticos.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Los efectos secundarios a largo plazo por monóxido de carbono en el aire no han sido determinados.

5.6.- OXIDANTES FOTOQUIMICOS

Los oxidantes fotoquímicos son producto de reacciones atmosféricas, en presencia de luz solar, entre hidrocarburos y óxidos de nitrógeno, de los cuales el producto más común es el ozono.

a) EFECTOS

Las emisiones por fuentes móviles que producen hidrocarburos y óxidos de nitrógeno producen también ozono. Este contaminante afecta la vegetación causando daño en hojas a concentraciones de 0.05 ppm y cuatro horas promedio de exposición. El ozono también tiene efectos nocivos en polímeros y en materiales fabricados con goma y caucho.

La Organización Mundial de la Salud recomienda una concentración máxima de ozono por hora de 150-200 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ y una máxima de ocho horas a 100-120 $\mu\text{g}/\text{m}^3$.

b) MUESTREO Y MONITOREO

Como el ozono es el principal compuesto en el grupo de oxidantes fotoquímicos, este compuesto se utiliza como referencia de contaminantes fotoquímicos totales.

La concentración del ozono se mide en microgramos por metro cúbico ($\mu\text{g}/\text{m}^3$), considerando la máxima concentración promedio horaria.

El estándar mexicano de concentración de ozono en el aire es de 0.11 ppm, en muestras de una hora una vez al año, en un periodo de tres años (NOM-020-SSA1-1993)

Datos de concentración de ozono pueden existir en dependencias del gobierno federal, estatal o municipal y/o en instituciones de educación e investigación.

Para la colecta de datos de campo se requieren técnicos en el área de ingeniería química o mecánica, especializados en el uso de muestreadores de oxidantes fotoquímicos. Estas operaciones deben ser inspeccionadas por profesionales con experiencia en estudios de calidad del aire para asegurar una adecuada operación.

Los instrumentos básicos para medir oxidantes fotoquímicos en la atmósfera incluyen los siguientes elementos: célula detectora; controlador de flujo de aire con la capacidad de controlar flujos entre 0 y 1,5 litros por minuto; controlador de flujo de etileno con la capacidad de controlar flujos entre 0 y 50 mililitros por minuto; filtro en la entrada de aire para remover partículas mayores que 5 μm de diámetro de la muestra; tubo fotomultiplicador; fuente de alto voltaje (2000 V); un amplificador y un registrador de datos de corriente directa.

c) ANALISIS

La metodología estándar mexicana de análisis de ozono es el de luminiscencia química (quimioluminiscencia), método estándar de SEDESOL (NOM-CAM-003-ECOL/1993), con un límite de detección de 2 ppb. El método equivalente de SEDESOL es por fotometría ultravioleta, con un límite de detección de 1 ppb.

La metodología de detección y de medida de ozono en el aire del medio ambiente consiste en la mezcla simultánea de aire ambiental con etileno, donde el ozono reacciona con el etileno emitiendo luz, la cual es detectada por una célula fotomultiplicadora. La corriente fotogénica que resulta de esta reacción es amplificada y expresada en un registrador de datos.

El rango típico de los instrumentos va desde 0.005 ppm a más de 1 ppm de ozono. La sensibilidad es de aproximadamente 0.005 ppm de ozono.

En el mercado existen varios equipos de muestreo, monitoreo y análisis de ozono de distintas procedencias. Los nombres y modelos de estos equipos varían con el tiempo y a su vez la eficiencia y precisión de los mismos es mejorada.

d) INTERPRETACION DE DATOS

En general, las medidas de ozono se toman entre las 6 y las 9 A.M. A bajas concentraciones no presenta problemas. A medida que el smog aumenta (0,15-0,25 ppm de hidrocarburos) se determina la intensidad del ozono para ese día. Luego de la puesta del sol, el nivel de ozono llega a sus valores mínimos.

e) LIMITES TEMPORALES Y ESPACIALES

El ozono varía mucho en espacio y tiempo por su dependencia de la presencia de otros contaminantes. Su estudio, monitoreo y predicción se pueden llevar a cabo en conjunto con hidrocarburos y óxidos de nitrógeno en el aire.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Los efectos secundarios del ozono se ven reflejados en el deterioro de plantas y de algunos materiales.

5.7.- PLOMO

El plomo es una de las sustancias tóxicas de mayor importancia en estudios de impacto en la calidad del aire por transporte. El plomo se emite como producto de combustión de gasolina con plomo tetraetilico (un agente antiknock).

a) EFECTOS

El plomo tetraetilico tiene efectos neurotóxicos, afectando el sistema nervioso periférico (el cuerpo) y el sistema nervioso central (el cerebro).

Las partículas pequeñas que contienen plomo son absorbidas por la respiración y transportadas a varias partes del cuerpo humano por la sangre. El efecto más nocivo ocurre en el cerebro; ya que este contaminante desarrolla problemas de aprendizaje y de memoria, lo que causa un bajo coeficiente intelectual en niños. El plomo también es causa de problemas en los riñones y el hígado, en el sistema reproductivo y la formación de sangre produciendo anemia.

Un aumento de $1 \mu\text{g}/\text{m}^3$ en el aire resulta en un aumento de 1-2 $\mu\text{g}/\text{dl}$ en la sangre de personas expuestas.

b) MUESTREO Y MONITOREO

Idem al muestreo y el monitoreo de partículas

El estándar mexicano para el plomo en el aire es de $1.5 \mu\text{g}/\text{m}^3$, valor promedio de tres meses

c) ANALISIS

La metodología analítica utilizada para la determinación de concentraciones del metal plomo en muestras tomadas en partículas suspendidas en el aire es la absorción atómica. En México no existe una metodología estandar hasta la fecha para el análisis de plomo en el aire.

Las muestras de partículas son extraídas en el laboratorio y luego son analizadas por espectrofotometría de absorción atómica de llama o de horno de grafito, dependiendo de la concentración de plomo en las muestras y de la cantidad de muestras a analizar.

Los espectrofotómetros de absorción atómica más comúnmente utilizados en el análisis de plomo son construidos por la compañía Perkin Elmer, de los que existen varios modelos, tanto de llama como de horno de grafito. Estos últimos pueden tener muestreadores automáticos para análisis rutinarios de grandes cantidades de muestras.

d) INTERPRETACION DE DATOS

En ciudades medias mexicanas el problema de toxicidad por plomo se ve aumentado por la presencia de calles angostas en las zonas céntricas y grandes cantidades de polvo con alto contenido de plomo, tanto dentro de las casas como al aire libre.

e) LIMITES ESPACIALES Y TEMPORALES

Aproximadamente el 25% del plomo utilizado en la gasolina queda en el vehículo y el 75% es emitido en pequeñas partículas ($< 0.5 \mu\text{m}$). El 90% de estas partículas son compuestos inorgánicos (Pb Br Cl y otros), y el resto son emitidas en forma de compuestos orgánicos.

Las partículas pequeñas pueden quedar en suspensión en el aire por largos periodos de tiempo y las partículas de mayor porte ($>0.5 \mu\text{m}$) se depositan cerca de la fuente de emisión. Para estudiar la distribución del plomo, también se debe tener en cuenta la resuspensión de partículas en polvos en caminos no pavimentados.

f) EFECTOS SECUNDARIOS

Existen varios estudios toxicológicos acerca de los efectos a largo plazo de plomo en el aire. Estos estudios indican que niños expuestos a emisiones por fuentes móviles con plomo tienen un alto grado de probabilidad de sufrir problemas neuro-psicológicos y de comportamiento.

La Agencia de Protección al Medio Ambiente de EE.UU. (EPA) indica que el costo de producir gasolina sin plomo es de 3 a 4 centavos de dólar americano (valor de 1993) por galón. En comparación, el costo de cuidar niños con problemas nerviosos y de comportamiento es mucho mayor. Sin lugar a dudas, la inversión de dinero en producir gasolina sin plomo dará resultados muy positivos para la sociedad en las ciudades medias de México.

5.8.- OLORES

Las emisiones por fuentes móviles, tanto automoviles como camiones y ómnibus, producen un olor característico de "transito" el cual afecta distintas comunidades de manera diferente.

a) EFECTOS

Los efectos del olor a "transito" en la gente incluye náuseas, pérdida del apetito y varios efectos subjetivos.

b) EVALUACION E INTERPRETACION DE DATOS

Por el carácter subjetivo del impacto en la calidad del aire por olores, la mejor manera de evaluar los efectos en una región o ciudad es el uso de entrevistas personales y/o encuestas por escrito.

c) LIMITES ESPACIALES Y TEMPORALES

Los olores causados por el tránsito se disipan temporal y espacialmente de la misma manera que las emisiones de los vehículos.

Conociendo las concentraciones de contaminantes y los modelos de dispersión de las emisiones de los vehículos se puede estimar el impacto ambiental por olores en el área.

d) EFECTOS SECUNDARIOS

El principal efecto secundario a consecuencia de olores emitidos por emisiones de fuentes móviles es la disminución de la atracción del área considerada, especialmente en zonas de parques y áreas de recreo al aire libre.

5.9.- MITIGACION

Para reducir los impactos en la calidad del aire por fuentes móviles, se debe introducir un programa de control de las emisiones por fuentes móviles (verificación). Los vehículos que emiten mayor número de contaminantes son los que tienen motores diesel (principalmente partículas) y los vehículos viejos con poco mantenimiento.

El problema que existe, a pesar de la implementación de sistemas de verificación es el crecimiento continuo del parque vehicular de los últimos años, el que se espera siga aumentando de la misma manera. Para mantener niveles deseados de emisiones por fuentes móviles totales, se deberán establecer estándares más rigurosos en proporción directa al aumento del número de vehículos en circulación. Como las emisiones vehiculares no pueden ser disminuidas indefinidamente, el crecimiento continuo del tránsito y del parque vehicular va a crear un problema de impacto ambiental para el que en estos momentos no existe una solución definitiva.

Obviamente, para disminuir el número de viajes por vehículo se debe ayudar al desarrollo del transporte personal y en bicicletas. La voluntad de los habitantes de caminar y de andar en bicicleta se ve afectada por la densidad de población y por la calidad del medio ambiente en el cual se viaja.

Existe también el problema de educación de la población en general. En la Ciudad de México y otras, hay inspectores que venden las calcomanías de verificación sin que los vehículos sean inspeccionados. Otro problema fue originado en la misma ciudad cuando se implantó el decreto de que un día a la semana no se puede manejar ciertos vehículos. Esta medida no llevó a la población a utilizar sistemas alternativos de transporte (transporte público, transporte compartido) sino que mucha gente compró otro vehículo para poder manejar esos días. Como consecuencia, el parque vehicular en la Ciudad de México aumentó, y como la mayoría de estos automóviles secundarios son más viejos emiten más contaminantes que los vehículos más modernos.

Una táctica de mitigación que se puede aplicar a nivel de administración de tránsito es la prohibición de entrada de vehículos a áreas delicadas desde el punto de vista ambiental. Esta prohibición puede ser estructurada por distintas maneras:

- Por tipo de vehículos (camiones, automóviles, etc.)
- Por hora del día (de día o de noche solamente, horarios, etc.)
- Tipo de acceso (pasar a través del área sin poder estacionarse)
- Restricciones de velocidad.
- Acceso permitido solamente a comerciantes y residentes locales.

Otra táctica de Ingeniería de Tránsito para mitigar el impacto ambiental es la mejora en señales en los cruces de calles, caminos y carreteras y la sincronización de semáforos.

La limitación de velocidades ha sido aplicada en varias ciudades del mundo como medida para disminuir emisiones por fuentes móviles. El consumo de combustible aumenta a partir de velocidades cerca de los 60 km/h, y sube más drásticamente a partir de los 80 km/h. La reducción de la velocidad también disminuye el número de accidentes lo que es un impacto positivo en el desarrollo urbano.

Una vez que el estudio se ha presentado, la ciudad tendrá otras opciones de mitigar los impactos en la calidad del aire incluyendo los enumerados a continuación:

- i) Selección de otra área para el proyecto. Una de las opciones es la de seleccionar una área alternativa, en la que se puedan desarrollar los programas de transporte que la ciudad necesite y al mismo tiempo reduciendo los impactos en la calidad del aire.
- ii) Aumentar los programas de inspección (verificación) y de mantenimiento vehicular. Se puede priorizar el programa de inspecciones de vehículos en la zona de estudio para minimizar los impactos por los vehículos con más emisiones. Las organizaciones dedicadas a las inspecciones de vehículos deberán tener auditorías independientes para controlar irregularidades.
- iii) Retirar a los vehículos que no cumplan con los estándares de emisiones. Una vez que estos vehículos sean identificados deben ser retirados y prohibida su circulación.
- iv) Concentrar esfuerzos en los contaminantes mayores. Los estados y municipalidades pueden dedicarse a minimizar las fuentes móviles contaminantes con más uso, como ser los omnibús, taxis y camiones comerciales.
- v) Proporcionar combustibles de alternativa. Por ejemplo, gasolina sin plomo para poder utilizar convertidores catalíticos.
- vi) Requerir instalaciones de sistemas de recuperación de vapores orgánicos. Las estaciones gasolineras pueden adoptar sistemas sencillos de recuperación de vapores durante las operaciones de carga de combustibles y de esta manera disminuir los precursores de ozono, o sea, los hidrocarburos en el aire.

6.- IMAGEN URBANA

Los impactos de proyectos de transporte sobre la imagen urbana incluye cambios percibidos por medio de los sentidos, como pueden ser la vista, el oído y el olfato. Los criterios de tolerancia de cambios en la imagen urbana están basados en criterios que pueden variar según las zonas y las ciudades consideradas. Los cambios visuales son probablemente los más familiares como los cambios estéticos y modificaciones de paisajes.

Para la evaluación ambiental de la imagen urbana se pueden incluir las siguientes áreas:

Detenoreo del paisaje. Donde la creación de caminos rurales y los asentamientos reducen el paisaje visual a través de la pérdida de la vegetación. La primera medida de mitigación incluye el diseño de un proyecto que se combine con el paisaje.

Basura. El aumento de los viajes por los caminos aumenta los problemas de basura en las orillas de los caminos.

Erosión de tierra. Bajo los caminos rurales puede ocurrir erosión de la tierra debido a una dispersión inadecuada del agua de lluvia.

Expansión urbana. Los proyectos de transporte atraen industrias de servicio a lo largo de los caminos, los cuales reducen significativamente la perspectiva visual del área.

Ruido y polvo. Los proyectos de transporte pueden provocar impactos de polvo y ruido en poblaciones localizadas cerca de los caminos.

a) EFECTOS

En general, cualquier actividad que altere la calidad o las características típicas de una zona se consideran como efectos en la imagen urbana. Percepciones visuales pueden ser alteradas por actividades de construcción, forestación, recreación, transporte, manejo de tierras y cualquier otro proyecto que incluya cambios de paisaje.

También se deben considerar efectos en la imagen urbana que afecten los sentidos del oído y del olfato debido a la presencia de actividades industriales, incineradores, operaciones de transporte aéreo, disposición de desechos, etc.

b) VARIABLES

Debido a los distintos valores y percepciones que las poblaciones tienen con respecto a la belleza del medio ambiente, la cuantificación de los impactos sobre la imagen urbana es un proceso muy delicado. Por el contrario, es más fácil llegar a acuerdos sobre lo que es feo e indeseable.

La formulación de criterios de imagen urbana debe ser llevada a cabo por personas que han tenido la experiencia en proyectos, tomando en cuenta la sensibilidad de los habitantes del

área a los cambios estéticos. Las técnicas de medida de estas variables son básicamente de dos tipos:

a) *Subjetivo*: donde los procedimientos de análisis cualitativo están basados en el diseño de un profesional experto en el tema.

b) *Objetivo*: donde los procedimientos de análisis cuantitativo están basados en valores dados por estudios previos, por libros y tablas, etc. Lo básico de esta metodología es la creación y el establecimiento de estándares, controles arquitectónicos, decretos de ubicación de letreros y otras obstrucciones de la vista en carreteras y criterios paisajísticos.

c) EVALUACION DE PAISAJES

A continuación se presentan los pasos a seguir en la evaluación de un paisaje:

1o.- CARACTERISTICAS DEL PAISAJE

- *Definición de límites*: topográficos, físicos, etc.
- *Formas generales del terreno*.
- *Tipos de vegetación*.
- *Rasgos característicos*: colinas, valles, etc.
- *Límites de tierra-agua*: condiciones y calidad.
- *Clima*.
- *Rasgos culturales*: objetos artificiales, transporte, estructuras, etc.
- *Otras estructuras naturales y artificiales características de la zona*.

2o.- COMPONENTES MAYORES

- *Unidad*: la cohesión de las partes en una única unidad armoniosa.
- *Presencia o ausencia de un factor dominante de la zona*.
- *Variedad*: diversidad sin confusión o estímulo visual.

3o.- COMPONENTES MENORES

- *Textura*: identificación de la calidad de la vista (suave, abrupta, etc.) debido a la presencia de árboles, rocas, etc.
- *Color* tipo(s) de luz, brillo, variedad e intensidades.
- *Contraste* de colores, formas y textura.
- *Uniformidad*: similitud entre distintos componentes.
- *Escala*: comparación de proporciones entre distintos objetos dentro del paisaje

4o.- CARACTERISTICAS CAMBIANTES

- *Distancia*: proximidad de los componentes dentro del paisaje.
- *Posición del observador* calidades estéticas debidas a la distinta posición del observador
- *Tiempo de observación del paisaje*
- *Tiempo* cambios diarios y de estaciones.
- *Estado mental del observador* humor, valores, anticipaciones.

e) EVALUACION E INTERPRETACION DE DATOS

A pesar de la dificultad que significa el cuantificar los impactos en la imagen urbana, se han desarrollado varios métodos de evaluación e interpretación de datos. Estas metodologías tienen dos formas generales:

METODOLOGIAS NUMERICAS. Valores numéricos relativos son dados relativamente a varios factores extrínsecos e intrínsecos que forman parte de la imagen urbana teniendo en cuenta el valor individual como parte del conjunto de los factores estudiados. Con estos procedimientos se logra dar un valor cuantitativo a las relaciones visuales, se le da un valor a los recursos estéticos y se describen las implicaciones de los cambios en la imagen urbana.

METODOLOGIAS NO NUMERICAS. Estas ponen énfasis en los atributos visuales de una forma similar a la anterior, pero evalúa a los elementos estéticos en términos de un análisis comparativo basado en un criterio preestablecido. Estos métodos no asignan valores numéricos pero, en algunos casos, se asigna un valor negativo. Los estudios se pueden agrupar en dos categorías:

- Metodologías visuales: en las cuales se lleva a cabo un inventario de los componentes visuales del medio ambiente y son estudiados por los profesionales a cargo del proyecto.
- Metodologías del análisis hecho por el usuario final del área: se debe identificar los sentimientos del público acerca de varios atributos estéticos de la zona y como reaccionaría frente a los impactos potenciales identificados.

f) CONDICIONES ESPECIALES

Debido a que el valor, la importancia y la expresión de belleza en la imagen urbana varía con los cambios de percepción, es muy importante notar que las siguientes condiciones tienen mucha importancia en la determinación de los impactos en la imagen urbana.

El estado mental del observador: factores actuales perceptivos del medio ambiente y de la vida diaria en conjunto con experiencias pasadas y expectativas futuras, pueden causar impresiones vanadas de la calidad de la imagen urbana.

Experiencias pasadas y características socioeconómicas del observador: la cultura y las situaciones económica y social del observador influyen la perspectiva de análisis de las calidades de la imagen urbana.

Contexto de la observación: en ciertos casos la estructura analizada se encuentra fuera de lugar y sería aceptable en otro lugar o bajo distintas condiciones.

g) MITIGACION

Los impactos ambientales sobre la imagen urbana son frecuentemente muy controversiales. A pesar de que generalmente la gente quiere vivir en zona con aire de buena calidad, aguas limpias, paisajes naturales y serenidad, los factores económicos y otros hechos de vida hacen que no siempre sea posible

De todas maneras, varios impactos sobre la imagen urbana pueden ser minimizados y deben ser considerados en la etapa de planificación. Estos impactos varían dependiendo de las zonas del proyecto, la población, etc., y en última instancia con el beneficio económico y/o social que traerá aparejado un cambio en la estética local, que es determinado por los valores intrínsecos a la zona de estudio.

7.- METODOLOGIA PARA EVALUAR EL IMPACTO AL MEDIO AMBIENTE EN PROYECTOS DE VIALIDAD Y TRANSPORTE

La metodología de evaluación para los proyectos de vialidad y transporte está basada en el método diseñado por McHarg. Se considera la clasificación de todas las componentes inventariadas en función de su vulnerabilidad o resistencia al proyecto y es aplicable principalmente a proyectos lineales.

Para identificar los impactos ambientales sobre los medios físico, biótico y socioeconómico que se derivarán de la ejecución de los proyectos de vialidad y transporte, se deberán de considerar los siguientes criterios de evaluación.

NIVEL DE IMPACTO IDENTIFICADO. Es la predisposición de un elemento del medio natural, humano o del paisaje para ser modificado o para ser motivo de dificultad para la ejecución del proyecto. Se presenta en tres gradientes definidos de la siguiente manera:

Alto. Cuando el elemento resulta aniquilado o muy dañado por la implantación del proyecto; requiere de modificaciones de gran envergadura al proyecto.

Medio. Cuando un elemento resulta perturbado, sin embargo, puede coexistir en el conjunto de la obra; origina dificultades técnicas pero no cuestiona la factibilidad del proyecto

Bajo. Cuando se modifican en algo los elementos; causa pequeñas dificultades.

AMPLITUD DEL IMPACTO. La amplitud del impacto indica a qué nivel espacial corresponde y se define así:

Regional. El impacto alcanzará el conjunto de la población del área de influencia o una importante de la misma.

Local. El impacto llegará a una parte limitada de la población dentro de los límites del terreno

Puntual. Alcanzará a un pequeño grupo de individuos.

VALOR DEL ELEMENTO. Se obtiene de un criterio globalizado que incluye varias características, tales como valor intrínseco, rareza, importancia, situación en el medio y legislación que le afecta. Se establecen cinco valores para el elemento:

Legal. Cuando dicho elemento está protegido por medio de algún instrumento normativo vigente.

Alto. Si el elemento exige una protección o conservación especial, o bien se espera mejorar sus condiciones.

Medio. Presenta características que hacen que su conservación sea de interés.

Bajo. Cuando la protección del elemento no es muy necesaria, o bien cuando presenta buen nivel de recuperación

Muy bajo. Cuando la protección del elemento no es necesaria.

GRADO DE RESISTENCIA. Al combinar los tres niveles de impacto y los cinco grados para el elemento, se obtienen seis grados de resistencia que son:

Obstrucción. Cuando un elemento está protegido por una ley. Se trata de un elemento que exige una gran inversión para vencer las dificultades técnicas casi insuperables.

Muy grande. Aplicada a un elemento que sólo será perturbado en una situación límite. Este tipo de elemento debe ser evitado de ser posible, pues supone un esfuerzo considerable.

Grande. En este caso, el elemento de ser posible será evitado, a causa de su fragilidad ecológica o por el alto costo de su protección. O bien requerirá de la instrumentación de medidas de mitigación con un grado técnico más avanzado para minimizar sus efectos.

Media. Se puede interferir en el elemento evidentemente con medidas de prevención o mitigación que exigen un costo adicional.

Débil. El elemento puede ser utilizado aplicando medidas de mitigación mínimas.

Muy débil. La intervención en este elemento no supone inconveniente alguno.

RELEVANCIA DEL IMPACTO.

Significativo. Cuando el impacto tiene un grado de importancia tal que sus repercusiones modifican la dinámica del ecosistema.

No significativo. Cuando el efecto es poco relevante para el ecosistema.

Reversible. Cuando el ecosistema es capaz de recobrar sus condiciones naturales después de un lapso.

Irreversible. Cuando el efecto causado permanece a través del tiempo.

Positivo. Cuando se derivan beneficios de las actividades ejecutadas.

Negativo. Cuando las actividades causan degradación ambiental.

Para llevar a cabo la evaluación de los impactos ambientales de acuerdo a los criterios antes descritos, la ejecución del proyecto considerará las siguientes etapas:

ETAPA 1: SELECCION DEL SITIO.

ETAPA 2. PREPARACION DEL SITIO.

ETAPA 3 CONSTRUCCION.

ETAPA 4 OPERACION

ETAPA 5 MANTENIMIENTO.

ETAPA 6 ABANDONO

Para la evaluación de los impactos ambientales, se considerarán diversos componentes ambientales. Sus elementos se desglosan a continuación

Climatología.

Concentración de partículas suspendidas totales, óxidos de nitrógeno, óxidos de azufre, monóxido de carbono e hidrocarburos volátiles.

Visibilidad.

Nivel del ruido (intensidad, duración, repetición).

Olor.

Suelo.

Características físicas y químicas.

Grado de erosión.

Cambio de uso actual del suelo.

Uso potencial del suelo.

Hidrología superficial.

Modificaciones de la hidrología de las aguas superficiales:

Modificaciones del sistema de drenaje.

Calidad del agua:

Usos.

Varianción del flujo.

Hidrología subterránea.

Calidad del agua.

Usos.

Recarga del acuífero.

Alteración de flujo.

Interacción con la superficie.

Vegetación.

Modificaciones del hábitat.

Características (tipo, diversidad, abundancia, asociaciones típicas).

Especies de valor comercial.

Especies endémicas y/o en peligro de extinción.

Fauna.

Características (tipo, diversidad, abundancia).

Especies de valor comercial.

Especies endémicas y/o en peligro de extinción.

Especies de interés cinegético.

Medio socioeconómico.

Urbanización.

Demografía.

Distribución territorial.

Migración.

Empleo y mano de obra.

Calidad y estilo de vida.

Infraestructura y servicios públicos.

Expropiaciones.

Economía (sectores primario, secundario y terciario) y relaciones locales y regionales)

Paisaje.

Relieve y caracteres topográficos.

Continuidad del paisaje.

Contraste y transición.

ETAPA: SELECCION DEL SITIO

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Transporte de equipo	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Prospección de la Zona	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Obtención de muestras.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Análisis de muestras.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación mano de obra	Medio socioeconómico					
TOTAL						

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO

GRADO DE RESISTENCIA
 B BAJO
 MB MUY BAJO
 O OBSTRUCCION
 MG MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL
 MD MUY DEBIL

ETAPA: PREPARACION DEL SITO

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Caminos provisionales de desvío	Climatología Suelo Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Caminos de acceso	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Instalación de Campamentos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Transporte y almacenamiento de materiales equipo	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Operación de maquinaria y equipo	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 MB MUY BAJO

GRADO DE RESISTENCIA
 O OBSTRUCCION
 MG MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL

ETAPA: PREPARACION DEL SITIO

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Desmante y despirme	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Explotación de bancos de material	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Cortes, nivelación y compactación.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Uso de explosivos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Manejo y disposición de desechos	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratacion mano de obra	Medio socioeconómico					

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO

GRADO DE RESISTENCIA
 B BAJO
 MB MUY BAJO
 O OBSTRUCCION
 MG MUY GRANDE
 G GRANDE

M MEDIO
 D DEBIL

ETAPA: CONSTRUCCION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO-DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Obras y servicios de apoyo	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Construcción y rehabilitación de caminos de accesos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Construcción de servicios auxiliares.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Transporte y almacenamiento de materiales y equipo.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Transporte y almacenamiento de combustible	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL		AMPLITUD		VALOR DEL ELEMENTO			GRADO DE RESISTENCIA				
A	ALTO	R	REGIONAL	LE	LEGAL	B	BAJO	O	OBSTRUCCION	M	MEDIO
M	MEDIO	L	LOCAL	AL	ALTO	MB	MUY BAJO	MG	MUY GRANDE	D	DEBIL
B	BAJO	P	PUNTUAL	M	MEDIO	G	GRANDE			MD	MUY DEBIL
S	SIGNIFICATIVO										
NS	NO SIGNIFICATIVO										

ETAPA: CONSTRUCCION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Uso de banco de material	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Acarreo de material.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Uso de explosivos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Tratamiento al suelo y a los materiales.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Construcción de estructuras	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 MS MUY BAJO

GRADO DE RESISTENCIA
 O OBSTRUCCION
 MG MUY DEBE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL
 MD MUY DEBIL

ETAPA: CONSTRUCCION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Obras de drenaje	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Instalación de línea de abastecimiento de agua	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Obras de pavimentación	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Obras complementarias	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Obras de alumbrado vial	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 MB MUY BAJO

GRADO DE RESISTENCIA
 O OBSTRUCCION
 MG MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL
 MD MUY DEBIL

ETAPA: CONSTRUCCION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Obras de señalización	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Jardinería y ornamentación	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Manejo y disposición de desechos sólidos	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Desmantelamiento de la infraestructura de apoyo	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación mano de obra	Medio socioeconómico					
TOTAL						

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 MB MUY BAJO

GRADO DE RESISTENCIA
 O OBSTRUCCION
 MG MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL
 MD MUY DEBIL

ETAPA: OPERACION

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Tránsito diario promedio	Climatología: Gases. Partículas. Olores. Ruido. Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Transporte de materiales peligrosos	Climatología: Gases. Partículas. Olores. Ruido. Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Alteración a los patrones de tránsito vehicular.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Alteración a los patrones de tránsito peatonal.	Medio Socioeconómico Paisaje					

NIVEL		AMPLITUD		VALOR DEL ELEMENTO			GRADO DE RESISTENCIA				
A	ALTO	R	REGIONAL	LE	LEGAL	B	BAJO	O	OBSTRUCCION	M	MEDIO
M	MEDIO	L	LOCAL	AL	ALTO	MB	MUY BAJO	MG	MUY GRANDE	D	DEBIL
B	BAJO	P	PUNTUAL	M	MEDIO			G	GRANDE	MD	MUY DEBIL
S	SIGNIFICATIVO										
NS	NO SIGNIFICATIVO										

ETAPA: OPERACION.

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Operación de servicios.	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Señalización.	Climatología Medio socioeconómico Paisaje					
Mobiliario urbano	Medio Socioeconómico Paisaje					
Forestación y reforestación.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Manejo y disposición de desechos sólidos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación de mano de obra.	Medio socioeconómico					
TOTAL - - -						

NIVEL		AMPLITUD		VALOR DEL ELEMENTO			GRADO DE RESISTENCIA				
A	ALTO	R	REGIONAL	LE	LEGAL	B	BAJO	O	OBSTRUCCION	M	MEDIO
M	MEDIO	L	LOCAL	AL	ALTO	MB	MUY BAJO	MG	MUY GRANDE	D	DEBIL
B	BAJO	P	PUNTUAL	M	MEDIO			G	GRANDE	MD	MUY DEBIL
S	SIGNIFICATIVO										
NS	NO SIGNIFICATIVO										

ETAPA: MANTENIMIENTO

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Mantenimiento de servicios	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Mantenimiento de vías de comunicación.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Mantenimiento de maquinaria equipo.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Forestación y reforestación.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Manejo y disposición de desechos sólidos.	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación de mano de obra.	Medio socioeconómico					
TOTAL						

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO

B BAJO
 MS MUY BAJO

O
 G

GRADO DE RESISTENCIA
 O OBSTRUCCION
 M MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL
 MD MUY DEBIL

ETAPA: ABANDONO.

ACTIVIDADES	ELEMENTO IMPACTADO	NIVEL DEL IMPACTO IDENTIFICADO		AMPLITUD DEL IMPACTO	VALOR DEL ELEMENTO	GRADO DE RESISTENCIA
		SI	NO			
Uso del área al concluir la vida útil.	Climatología Suelo, Hidrología Flora y Fauna medio Socioeconómico Paisaje.					
Reacondicionamiento de áreas	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio socioeconómico Paisaje					
Desmantelamiento de infraestructura.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Manejo y disposición de desechos sólidos.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Operación de maquinaria y equipo.	Climatología Suelo Hidrología Flora y fauna Medio Socioeconómico Paisaje					
Contratación de mano de obra.	Medio socioeconómico					
TOTAL						

NIVEL
 A ALTO
 M MEDIO
 B BAJO
 S SIGNIFICATIVO
 NS NO SIGNIFICATIVO

AMPLITUD
 R REGIONAL
 L LOCAL
 P PUNTUAL

VALOR DEL ELEMENTO
 LE LEGAL
 AL ALTO
 M MEDIO

GRADO DE RESISTENCIA
 O OBSTRUCCION
 M MUY GRANDE
 G GRANDE
 M MEDIO
 D DEBIL
 MD MUY DEBIL



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

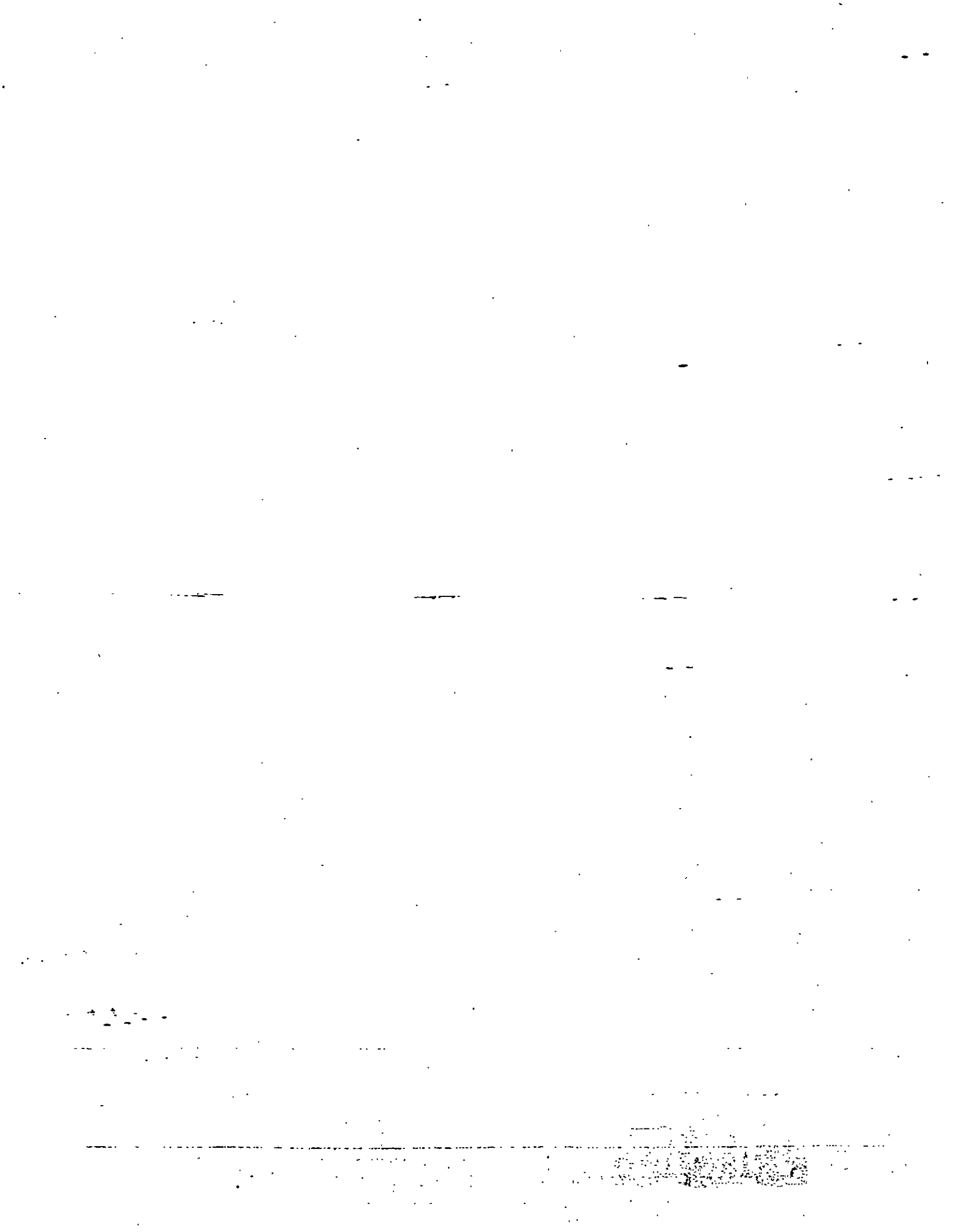
MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

**ANALISIS DE INTERSECCIONES CON AYUDA DEL PROGRAMA
SIDRA**

EXPOSITOR: ING. WILMER PIPICANO CHICANGANA

1997

892



ANÁLISIS DE INTERSECCIONES CON AYUDA DEL PROGRAMA SIDRA

Preparado por: Wilmer Pipicano Chicangana

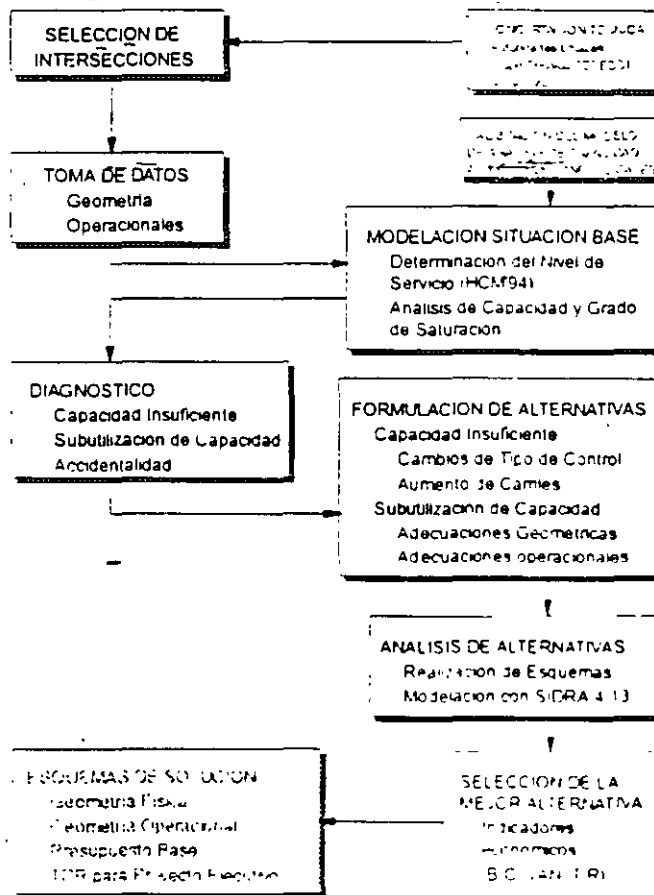
México D.F. Junio 1 de 1996

1. Introducción

Los ingenieros encargados de la gestión del tránsito diariamente se ven involucrados en la resolución de problemas en intersecciones. La mayoría de las intersecciones de las ciudades son la principal fuente de conflictos vehiculares, representados por demoras, congestión y accidentes. Las mejoras en el diseño y operación de las intersecciones reducen los costos para el usuario (demoras y accidentes). Las mejoras en el diseño y operación dependen principalmente de la precisión en la estimación de capacidad y demoras en respuesta a políticas y diseños alternativos.

En la Figura 1.1 se presenta el procedimiento general que se sigue en el análisis de intersecciones. Destaca el aprovechamiento de herramientas computacionales que permitan evaluar alternativas y la toma de decisiones.

Figura 1.1.
Proceso general de análisis de intersecciones críticas



Existen en el mercado gran variedad de programas computacionales que facilitan el análisis intersecciones (SIDRA, HCS, ARCADY, PICADY, OSCADY, ROBOSIGN, SIGSIGN, etc), no obstant igual que con cualquier aplicación computarizada su utilización debe ser cuidadosa. La solidez teórica, aplicabilidad, adaptabilidad y facilidad de uso son algunas de las condicionantes que deben examinarse en la selección de los programas.

Se presenta a continuación de manera general las ventajas que ofrece en la toma de decisiones la modelación de las intersecciones, apoyados con el programa SIDRA (Signalised & unsignalised Intersection Design and Research Aid).

2. Datos generales del SIDRA

El SIDRA (Signalised & unsignalised Intersection Design and Research Aid) ha sido desarrollado por la ARRB Transport Research Ltd (autor principal Ramhu Akcelik) como una ayuda para el diseño y evaluación de intersecciones aisladas controladas con:

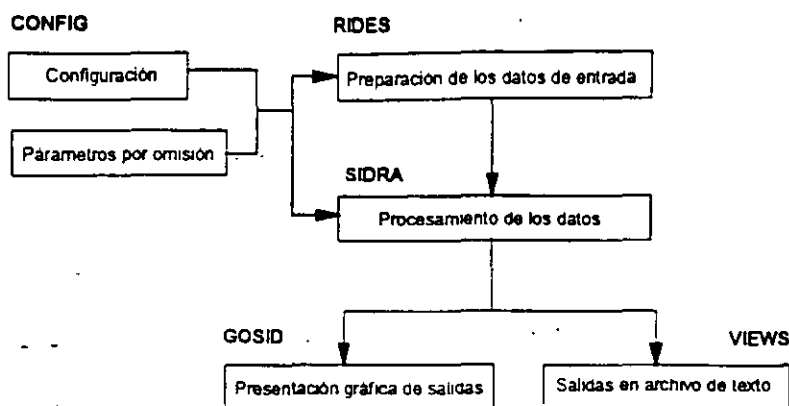
- Semáforos (de tiempos fijos ó actuados)
- Glorietas
- Alto.
- Alto en todos los accesos
- Ceda el Paso

Para las intersecciones semaforizadas el SIDRA tiene implementado el modelo analítico desarrollado por Akcelik y detallado en el ARR 123 Para las intersecciones de prioridad y glorietas los modelos corresponden a adaptaciones del HCM-94. En terminos generales el SIDRA se puede usar principalmente para:

- Estimar capacidad y características de desempeño, tales como demoras, longitud de cola, tasa de detenciones así como consumo de combustibles, emisiones y costos de operación en intersecciones
- Analizar alternativas de diseño, estrategias de fases y tiempos de semáforos hasta la optimización
- Estimar vida útil de los diseños
- Diseñar disciplinas de uso de carriles
- Diseñar longitudes de carriles cortos
- Analizar el efecto de vehículos pesados en el desempeño de las intersecciones
- Analizar casos complicados de carriles compartidos, giros con oposición, carriles cortos antes y después del cruce.
- Determinar tiempos de semáforos para arreglos de fases complejos
- Analizar condiciones de sobresaturación de intersecciones (teoría de colas y demoras dependientes del tiempo).

El modo general de operación del SIDRA esta representado en la Figura 2.1

Figura 2.1
Operación General del SIDRA (Signalised & unsignalised Intersection Design and Research Aid)



3. Repaso de algunas definiciones generales

Antes de presentar un ejemplo de aplicación del SIDRA conviene recordar los siguientes conceptos generales:

Intersección: Se considera como intersecciones los empalmes, cruces o encuentros al mismo nivel de dos o más vías. Las intersecciones deben diseñarse para permitir a una cantidad y composición vehicular determinada, de manera expedita y segura, parte o la totalidad de los movimientos origen-destino factibles. Los tipos de dispositivos de control y configuración básica (oferta) debe definirse analíticamente y gráficamente dependiendo de su ubicación y características de operación se consideran aisladas o en red. La intersección aislada se caracteriza por la llegada aleatoria de vehículos, mientras que la intersección en red tiene llegada de vehículos que depende de las intersecciones adyacentes, normalmente se dan llegadas en pelotón.

Capacidad en intersecciones: Se define para cada movimiento como la máxima intensidad de circulación que puede atravesar la intersección en las condiciones prevalecientes del tránsito, la carretera y la señalización y se expresa en (veh/h) ó (veh-equiv/h).

Nivel de servicio: Es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación para cada corriente de tránsito. En intersecciones los conceptos de capacidad y nivel de servicio no están fuertemente relacionados y los dos se analizan por separado. Los niveles de servicio en intersecciones están definidos en términos de las demoras. La demora es una medida del desconfort, desesperación, consumo de combustible y pérdida de tiempo.

Nivel de servicio
(basado en la demora total promedio (d) expresada en sg)

Nivel de Servicio (LOS)	Semáforos y Glorietas	Alto y Ceda el Paso
A	$d \leq 6.5$	$d \leq 5.0$
B	$6.5 < d \leq 19.5$	$5.0 < d \leq 10.0$
C	$19.5 < d \leq 32.5$	$10.0 < d \leq 20.0$
D	$32.5 < d \leq 52.0$	$20.0 < d \leq 30.0$
E	$52.0 < d \leq 78.0$	$30.0 < d \leq 45.0$
F	$d > 78.0$	$d > 45.0$

Fuente: SIDRA Manual del usuario

Flujo vehicular: (q) es la cantidad de vehículos por unidad de tiempo que llegan a en una corriente particular. Se expresa en veh/h.

Movimiento: es cada fila separada dirigida hacia la intersección y caracterizada por su dirección, uso del carril y derecho de vía.

Fase: es un estado del semáforo durante el cual uno o más movimientos reciben de derecho de vía. Cuando hay un cambio de derecho de vía, que es cuando un movimiento se detiene y otro inicia, entonces hay un cambio de fase.

Ciclo: es una secuencia completa de fases del semáforo.

Entreverde: es el tiempo transcurrido desde el final del periodo verde de una fase hasta el inicio del periodo verde de la siguiente fase. El periodo entreverde (I) es igual a la suma de los tiempos de Ambar, Rojo/Ambar y Todo Rojo. El tiempo de Ambar normalmente es de 3 seg., el Rojo/Ambar de 2 seg. y el Todo Rojo es variable dependiendo de la intersección.

Verde mínimo: es el tiempo mínimo requerido por un movimiento. El verde mínimo es igual a 8 seg y en condiciones extremas se puede usar verdes mínimos de 4 seg.

Flujo de saturación (S): es la tasa de salida que alcanzan los vehículos en cola en una línea de detención cuando el semáforo cambia a verde. Se expresa en veh/h o veh-equiv/h.

Tiempo perdido: en intersecciones semaforizadas es igual al entreverde (I) más el tiempo perdido al inicio (λ_1) menos el tiempo ganado al final (λ_2). En general λ_1 es igual a 2 seg. y λ_2 a 3 seg.

Verde efectivo mínimo: (g_m) es igual al verde desplegado en el semáforo más el tiempo ganado al final (λ_2) menos el tiempo perdido al inicio (λ_1).

Grado de saturación práctico: (X_p) es el máximo grado de saturación aceptable menor de 1.0, con condiciones de flujo inestables, demoras excesivas, detenciones y longitudes de cola significantes

Diagrama de bandas: Es la representación esquemática de los tiempos del semáforo para cada movimiento en el ciclo

4. Ejemplo de aplicación

Tema: VERIFICACION DE LA CONVENIENCIA O NO DE LA AUTORIZACION DEL GIRO A IZQUIERDA DESDE LA A. REFORMA HACIA AARON MERINO FERNÁNDEZ (MOVIMIENTO OESTE - NORTE).

4.1. Introducción

El giro a izquierda desde la Av. Reforma hacia Aaron Merino Fernández movimiento Oeste - Norte fue suspendido colocando boyas en el carril corto y adecuando las fases. El motivo de la acción según se sabe se debió a demoras excesivas para los vehículos. Actualmente este movimiento se atiende en el cruce de la 35 Norte y Prol. Av. Reforma.

Existe la petición de rehabilitar el movimiento a izquierda mencionado para el tránsito general que por motivos de confusión no alcanza a realizar el giro donde está permitido. Con ayuda del Programa SIDRA (Signalised & unsignalised Intersection Design and Research Aid - Ver 4.1 HCM 94) se procedió al análisis del impacto de la acción solicitada.

4.2. Datos

La figura 4.1 presenta la configuración general de la intersección, así como los usos de carril que actualmente se presentan en los accesos.

La intersección está semaforizada, operando con un diseño de fases como el presentado en la Figura 4.2 y un tiempo de ciclo de 80 sg (periodo pico de la mañana)

	Verde	Amarillo	Rojo
FASE A	22	3	55
FASE B	19	3	58
FASE C	30	3	47

Los resultados del aforo de la hora pico de la mañana (7:15 - 8:15) son presentados en la Figura 4.3. Los datos entre paréntesis corresponden a vehículos pesados (autobuses y camiones). Este corresponde al periodo crítico del día considerándose apropiado realizar los análisis para el mismo.

Para la situación actual se analizó el Nivel de Servicio de la intersección (metodología del HCM 1994 implementada en SIDRA), observándose que opera a nivel D es decir condiciones aun aceptables para el periodo pico (límite de operación aceptable). No obstante algunos movimientos ya tienen nivel de servicio peores (ver figura 4.4).

89

Figura 4.1.
 Configuración general de la intersección Av. Reforma - Aarón Merino Fernández

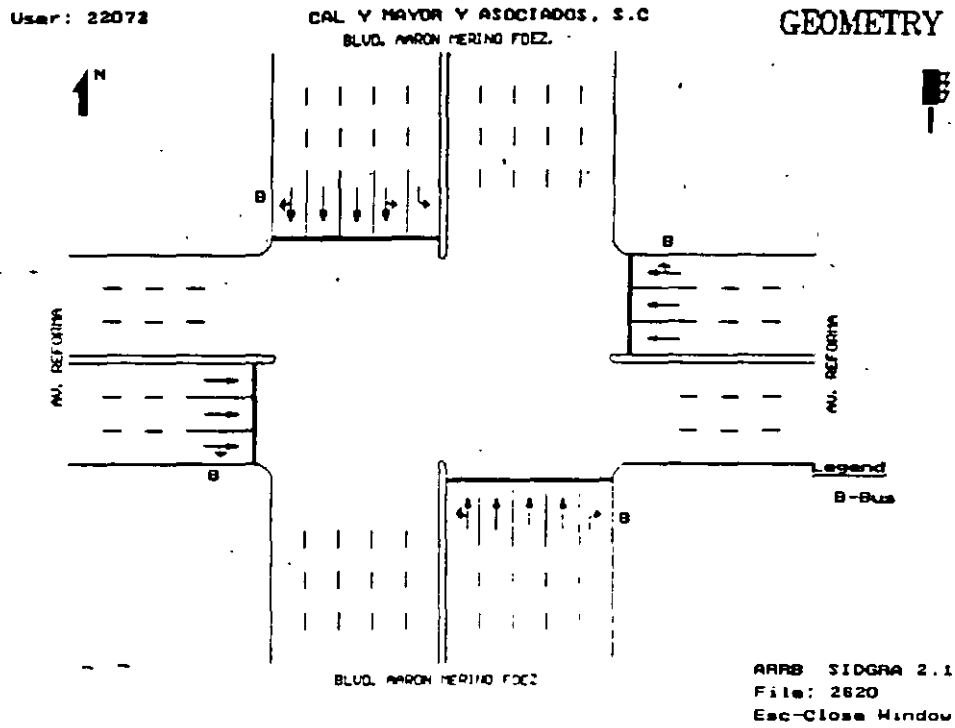
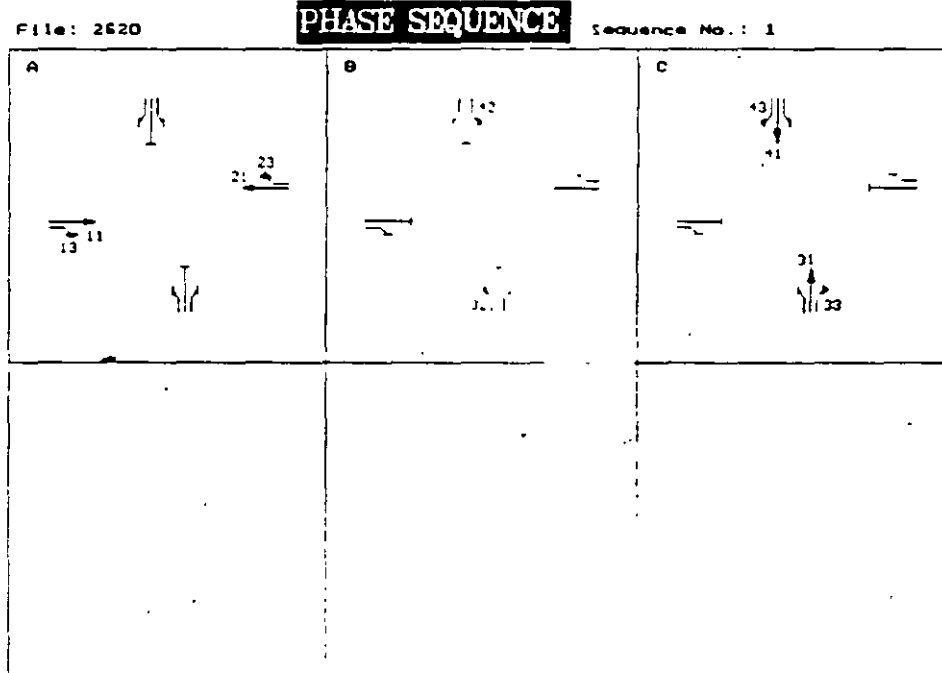


Figura 4.2.
 Diseño de fases actual de la intersección Av. Reforma - Aarón Merino Fernández



Press <Esc> to close window

Figura 4.3.
Volúmenes vehiculares en hora pico (7:15-8:15) crítica - Av. Reforma Aarón Merino Fernández

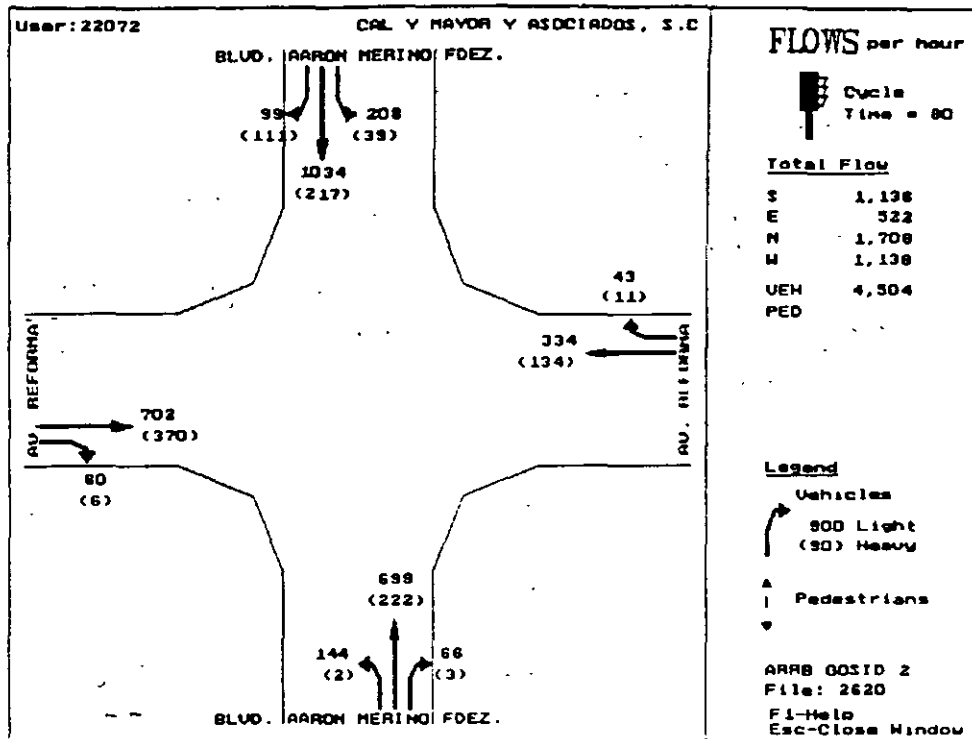
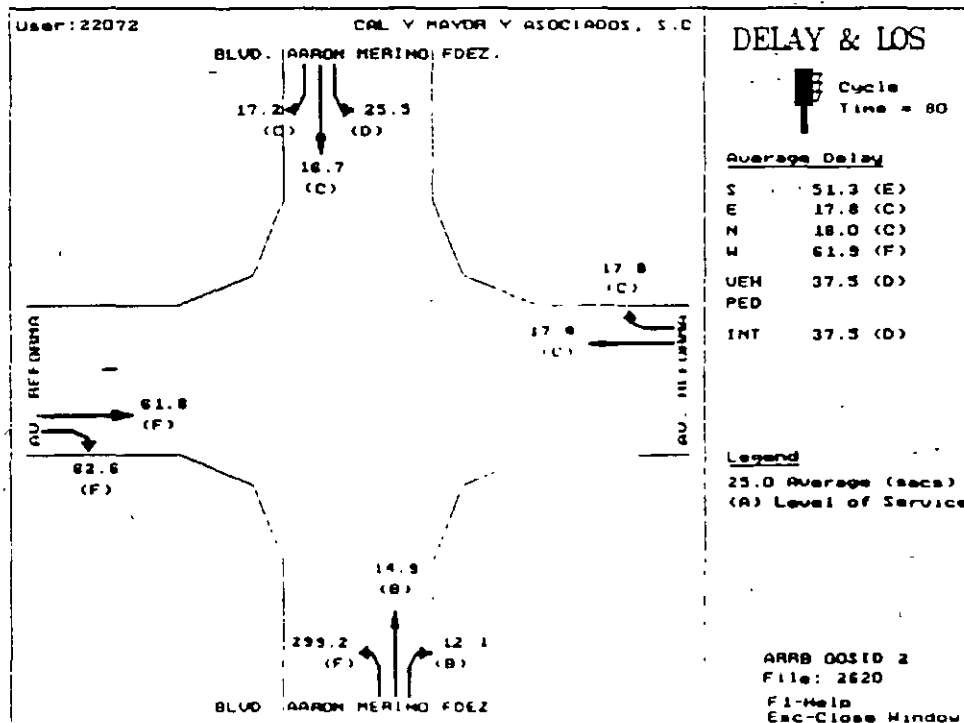


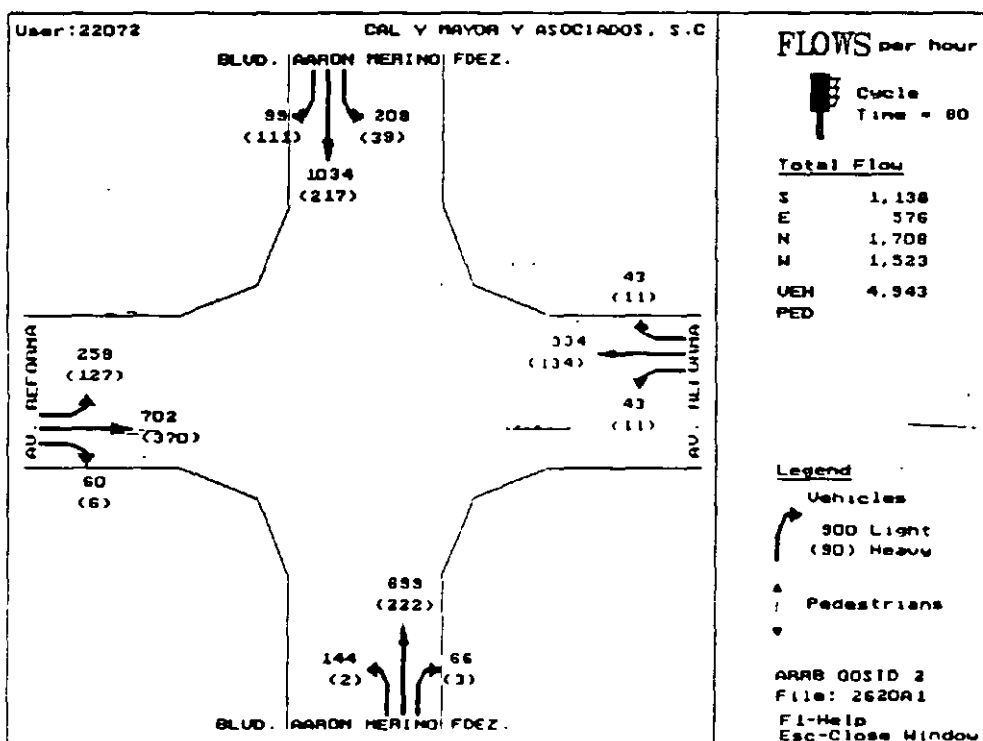
Figura 4.4
Nivel de servicio actual de la intersección Av. Reforma - Aarón Merino Fernández en hora pico



4.3. Análisis de alternativas

Se asume para el acceso poniente (Av. Reforma rumbo al centro) que el 50% de los vehículos que actualmente giran en la 35 Norte (aproximadamente $770/2=385$ vehículos, de los cuales 33% se consideran con vehículos pesados, igual a la proporción observada en el acceso actualmente) se pasarían al cruce de Av. Reforma y Aarón Merino Fernández (Para fines de modelación, ya que no se pueden tener aforos se supone que el giro a izquierda en el acceso de Av. Reforma lado oriente sea igual al observado en ese acceso como vuelta a derecha).

Figura 4.5.
Volúmenes considerados para el análisis del giro a izquierda desde Av. Reforma



Las alternativas analizadas contemplando el giro a izquierda consideran las siguientes opciones (cabe señalar que no se consideraría razonable autorizar el giro solo de un lado por lo que se analiza la situación de ambos giros a izquierda permitidos en la Av. Reforma)

- * Permitir el giro a izquierda aumentando una fase para giros a izquierda sin cambios geométricos (oriente-sur y poniente-norte)
- * Igual a la anterior pero acondicionando carriles de giro a izquierda
- * Permitir una fase por acceso sin cambios geométricos

Los resultados de la modelación de estas alternativas se presentan a continuación

4.3.1. Permitir el giro a izquierda aumentando una fase para giros a izquierda sin cambios geométricos (oriente-sur y poniente-norte)

Figura 4.6.
Geometría considerada para la Alternativa 1.

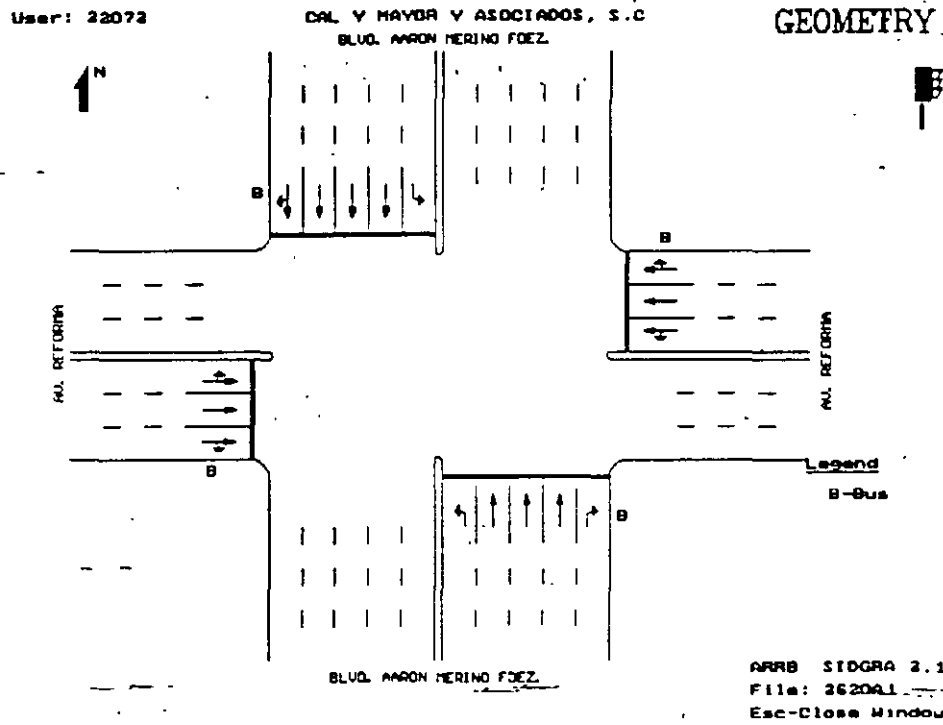


Figura 4.7.
 Arreglo de fases considerado para la Alternativa 1

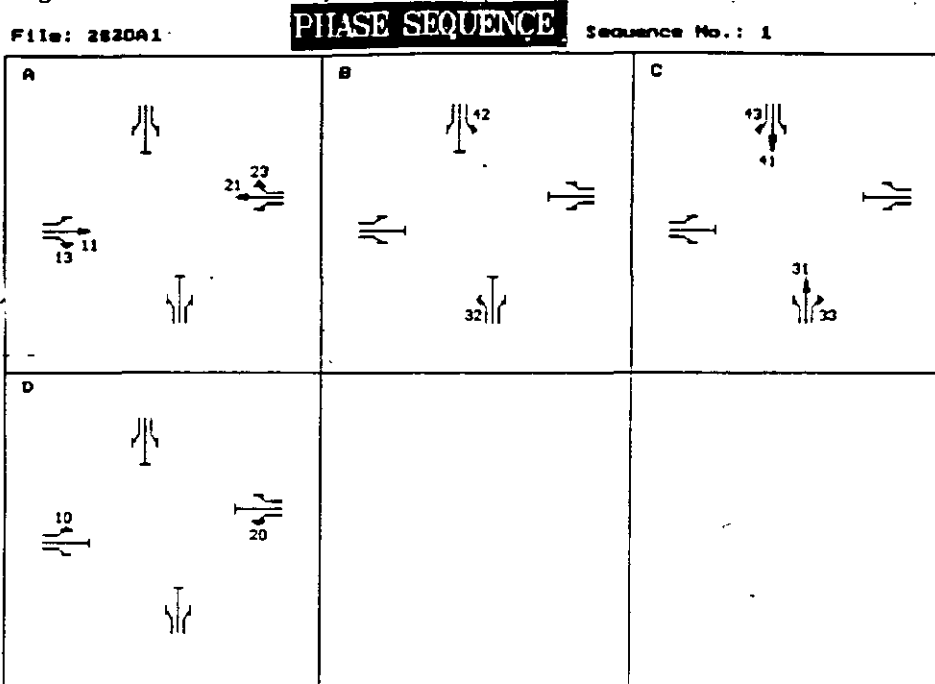
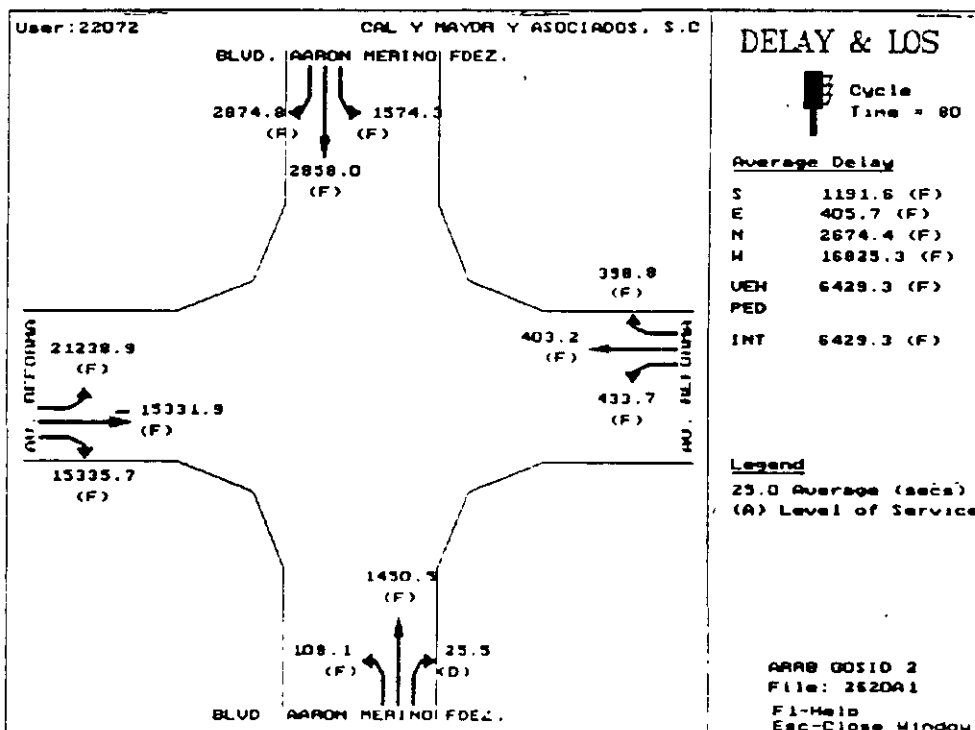


Figura 4.8.
 Nivel de servicio obtenido con la Alternativa 1



4.3.2. Igual a la anterior pero acondicionando carriles de giro a izquierda

Figura 4.9.
Geometría considerada para la Alternativa 2.

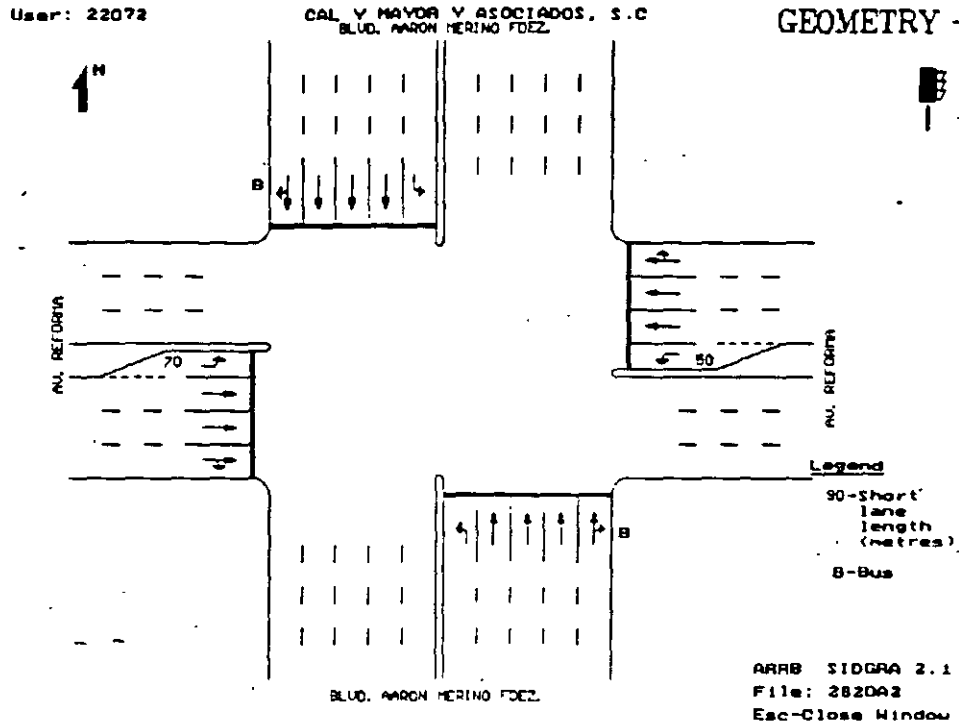
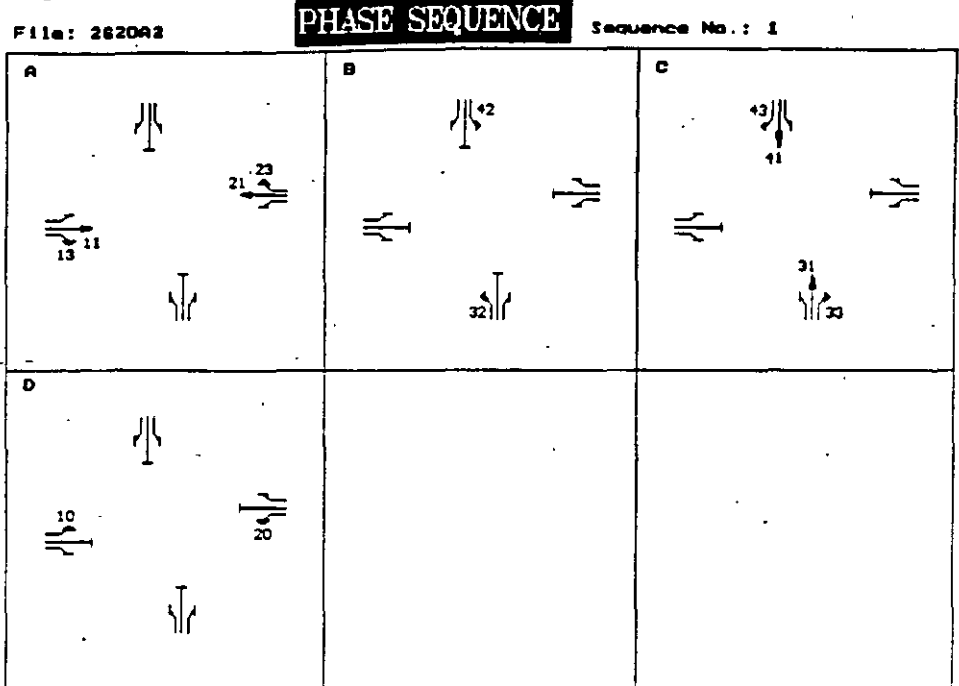
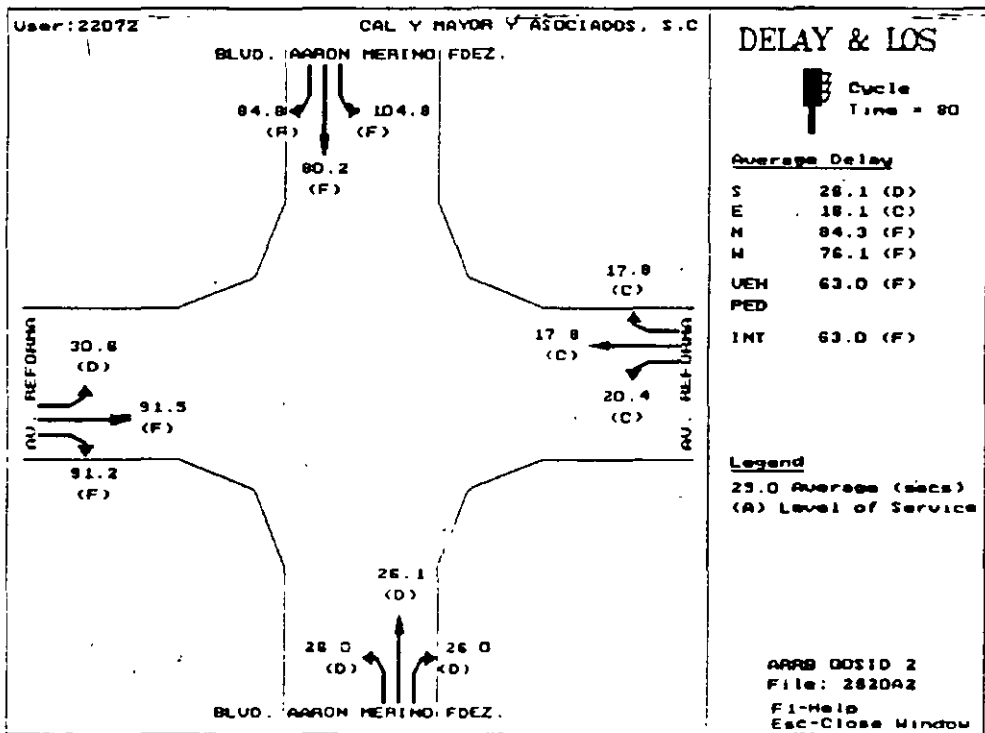


Figura 4.10.
 Arreglo de fases considerado para la Alternativa 2



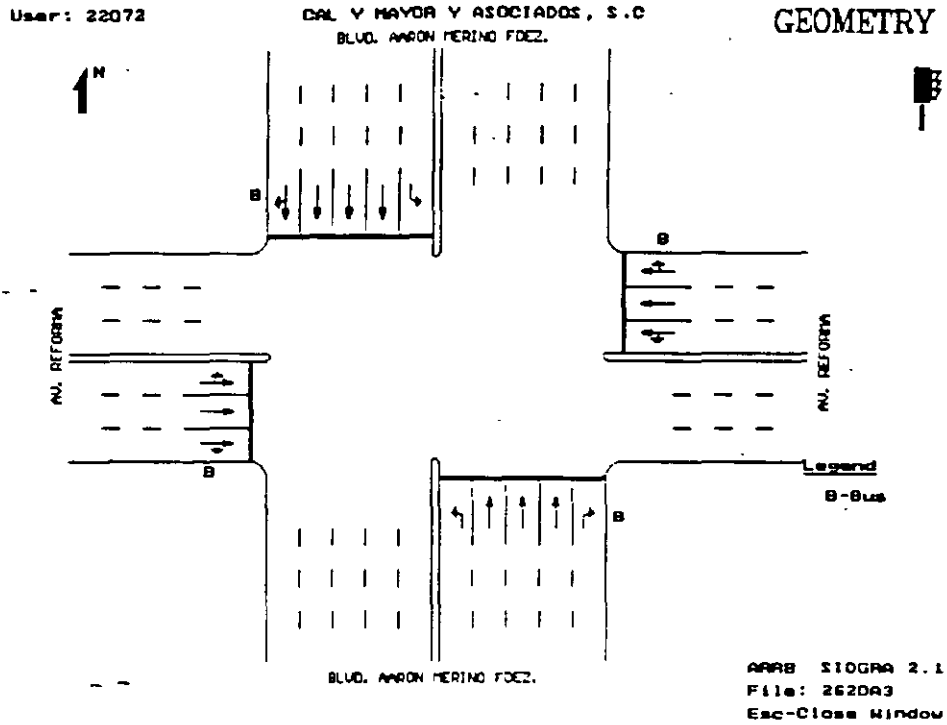
Press <Esc> to close window

Figura 4.11.
 Nivel de servicio obtenido con la Alternativa 2



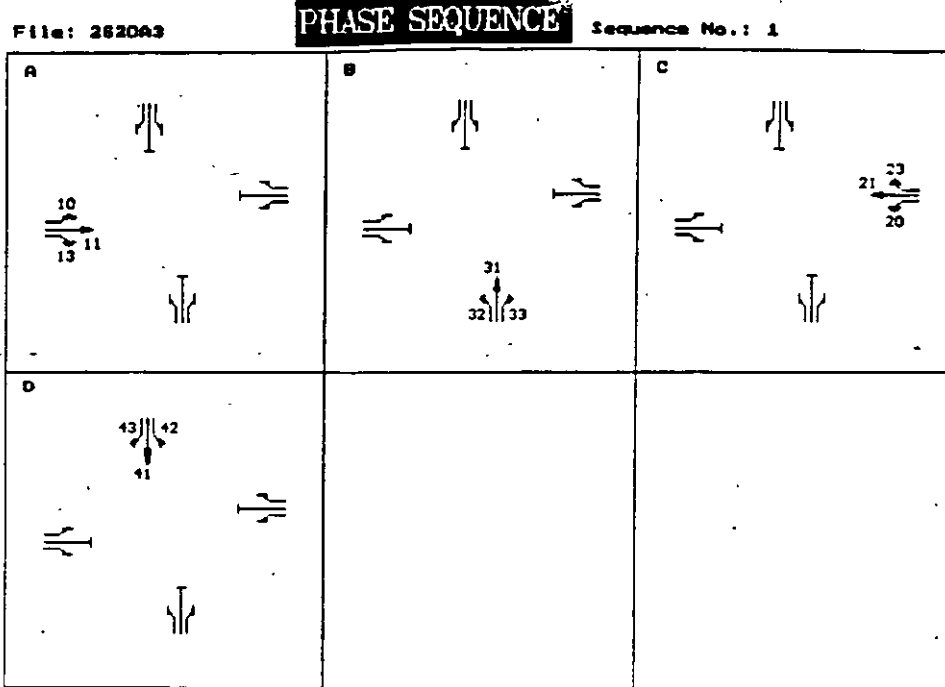
4.3.3. Permitir una fase por acceso sin cambios geométricos

Figura 4.12.
Geometría considerada para la alternativa 3



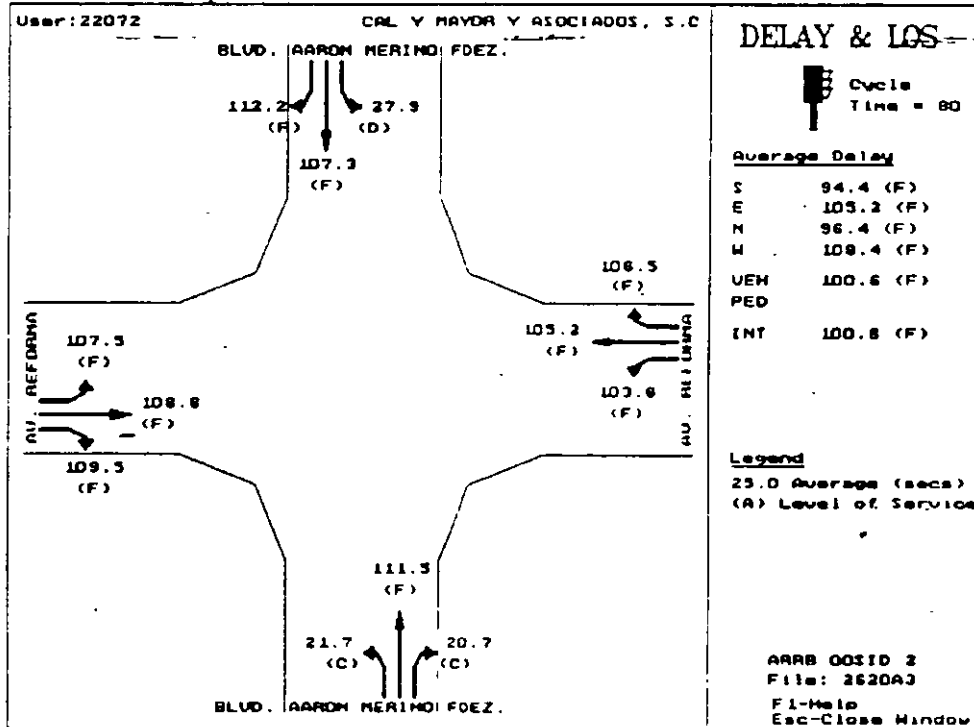
8

Figura 4.13
 Arreglo de fases para la Alternativa 3



Press <Esc> to close window

Figura 4.14.
 Nivel de servicio para la Alternativa 3



4.4. Conclusiones

La inclusión del giro a izquierda empeora significativamente la operación de la intersección, siendo poco recomendable su reanudación. En todos los casos analizados el Nivel de Servicio de la intersección pasa a Nivel F (condición saturada), implicando demoras excesivas y colas largas en los accesos.

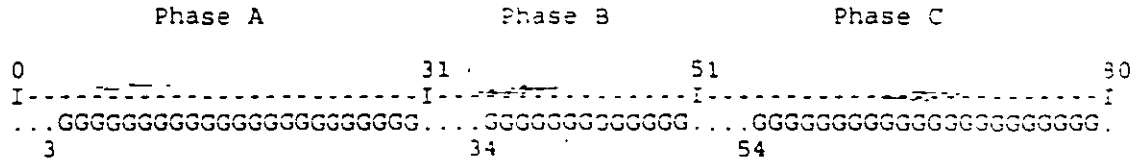
No obstante, existen mejoras como las presentadas en las recomendaciones que pueden acarrear beneficios significativos para los usuarios.

4.5. Recomendaciones

Sin cambiar los movimientos permitidos en la intersección se puede aplicar como alternativa sencilla para mejorar la operación en el periodo analizado un mejor reparto de los tiempos de verde del semáforo. Con ayuda del programa SIDRA se obtuvo el reparto para las fases actuales. El nivel de servicio pasa de Nivel D a Nivel C indicando mejor operación. (No se considero la optimización del ciclo ya que está coordinado con las intersecciones adyacentes del lado norte).

Table S.9 - SIGNAL TIMING DIAGRAM

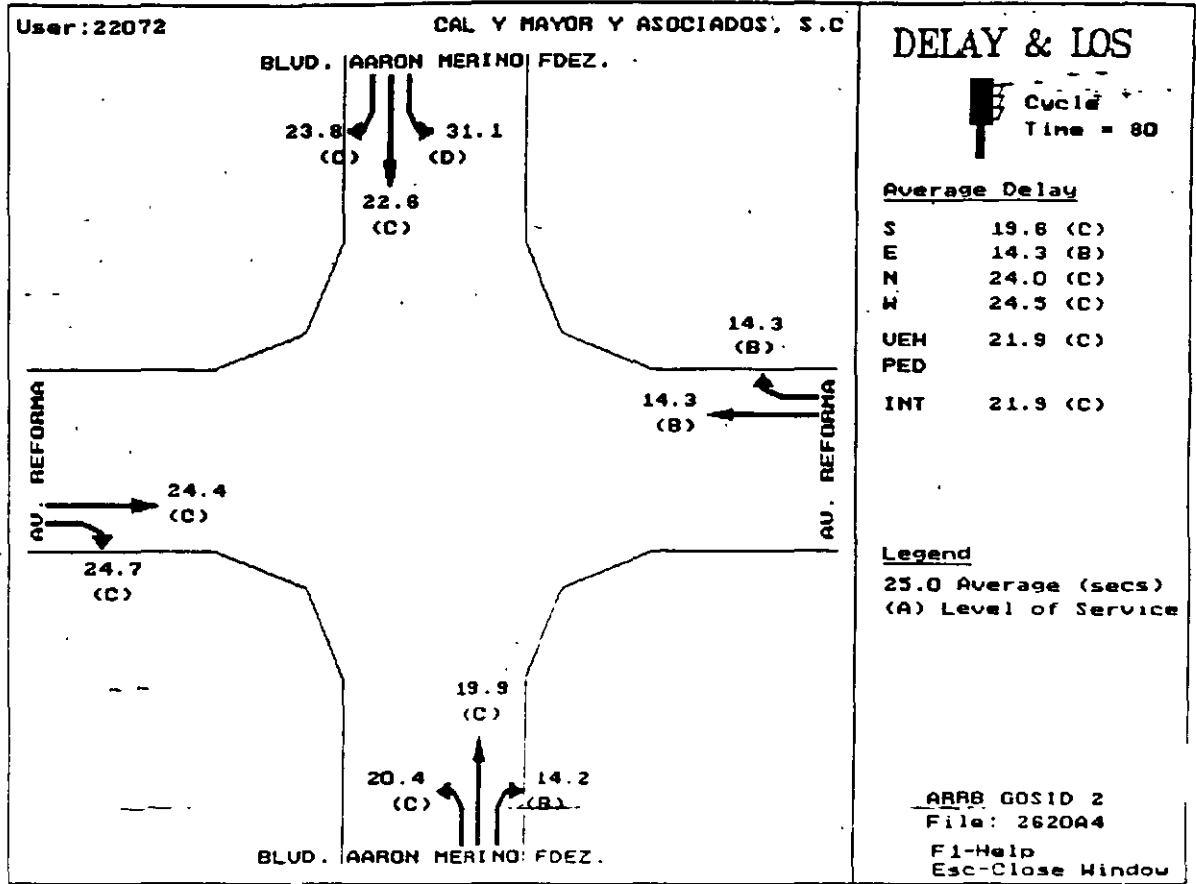
Displayed (Phase) Green Times



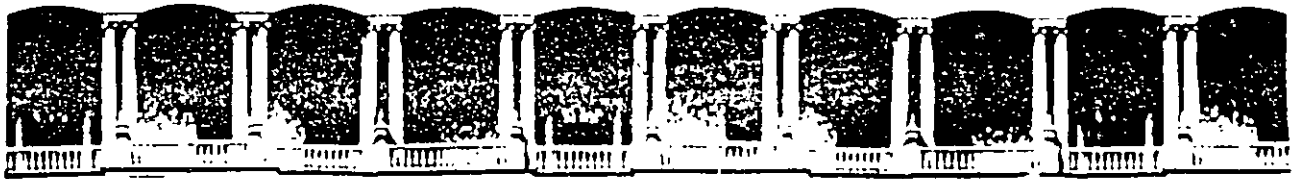
	Verde	Amarillo	Rojo
FASE A	28	3	49
FASE B	17	3	60
FASE C	20	3	51

8.5"

Figura 4.15.
 Nivel de servicio de la intersección con un mejor reparto del ciclo actual de 80 sg



880



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

ESTACIONAMIENTOS

EXPOSITOR: ING. RITA BUSTAMANTE ALCANTARA

1997

839

DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

ESTACIONAMIENTO

CONTENIDO

- ANTECEDENTES.

- ESTACIONAMIENTO EN VÍA PÚBLICA

- ESTACIONAMIENTO FUERA DE VÍA PÚBLICA

 LOTES BALDÍOS
 EDIFICIOS.

- OFERTA Y DEMANDA

 ÍNDICE DE ROTACIÓN. EJEMPLOS
 ESPACIOS NECESARIOS POR CADA USO DEL SUELO

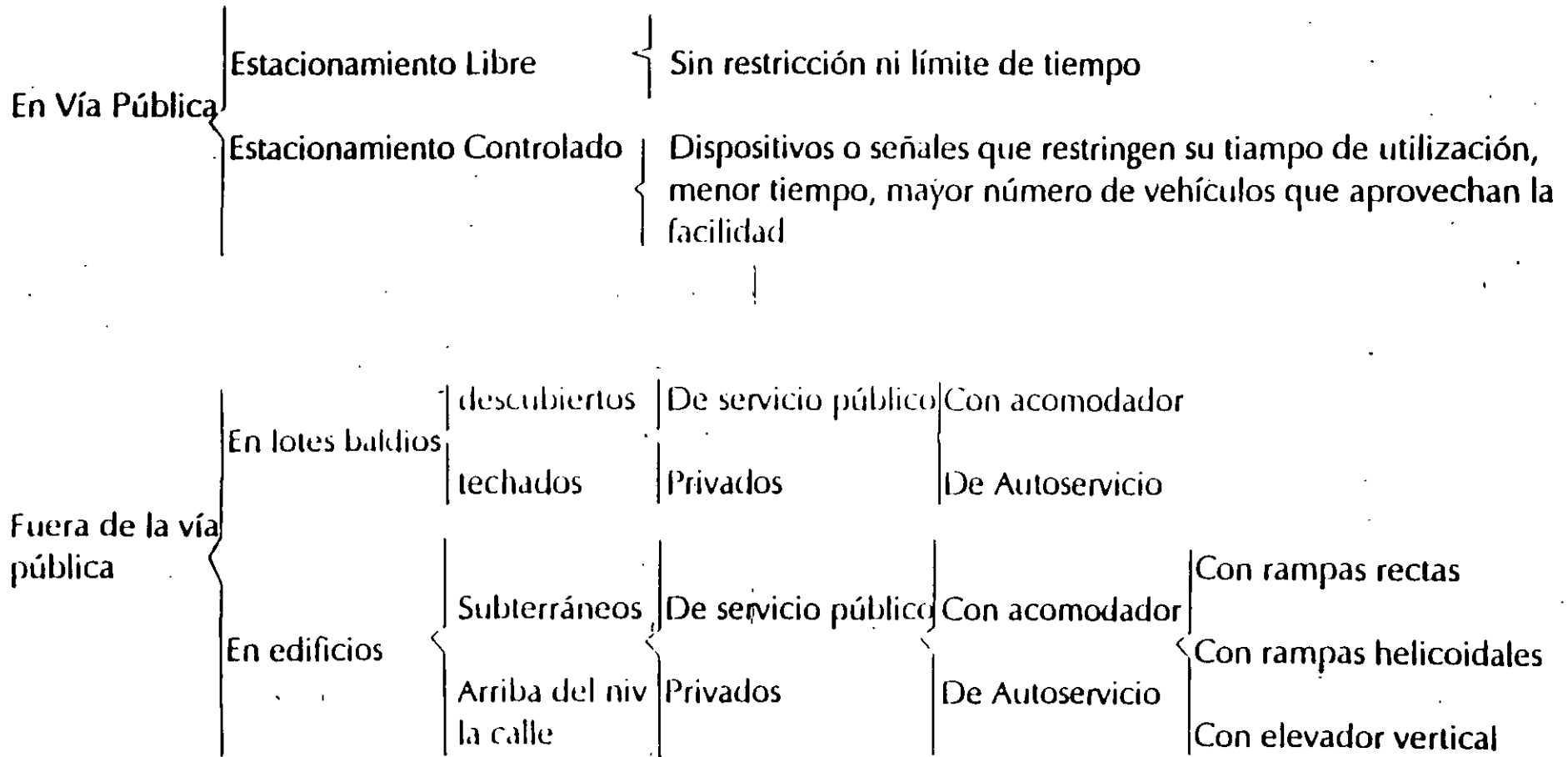
- ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES.

ANTECEDENTES

- AL PRINCIPIO Y AL FINAL DE TODO VIAJE EL AUTOMÓVIL REQUIERE DE UN CAJÓN PARA ESTACIONARSE.
- LA FALTA DE PREVISIÓN DE LUGARES PARA ESTACIONARSE HA PROVOCADO EL USO DE LA VÍA PÚBLICA PARA ESTACIONARSE, DESVIRTUANDO SU USO PARA LA CIRCULACIÓN Y ABATIENDO SU CAPACIDAD.
- EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES ESTABLECIÓ QUE LOS EDIFICIOS DE MÁS DE CUATRO NIVELES DOTAR EN SU INTERIOR ESTACIONAMIENTO, PERO EL PROPIO REGLAMENTO ESTABLECÍA UNA MULTA COMPENSATORIA PARA EL QUE NO LO HICIERA.
- ACTUALMENTE EN EL ÁREA METROPOLITANA CIRCULAN 2'600,000 VEHÍCULOS DEL D.F. MÁS 1'200,000 DEL ESTADO DE MÉXICO, QUE CON LOS VEHÍCULOS DE LA POBLACIÓN FLOTANTE, SE TIENEN PRÁCTICAMENTE 4'000,000.

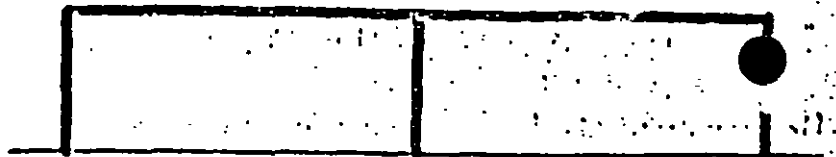
- EN VÍA PÚBLICA EXISTE UN DÉFICIT ESTIMADO POR LA SECRETARÍA DE TRANSPORTE Y VIALIDAD EN 63,000 ESPACIOS EXISTIENDO ACTUALMENTE 322,000 EN NÚMEROS CERRADOS.
- EN ÁREAS HABITACIONALES, COMERCIALES, INDUSTRIALES Y DE SERVICIOS LA OFERTA ASCIENDE A 445,000 CAJONES. ADICIONALMENTE EN 1989 EN EDIFICIOS Y LOTES SE TENÍA UNA OFERTA DE 109,000 CAJONES Y EN LOS ÚLTIMOS SEIS AÑOS SE HAN ADICIONADO 496,000 NUEVOS CAJONES.
- SE TIENEN TRES ESTACIONAMIENTOS SUBTERRÁNEOS Y ESTÁN POR CONSTRUIRSE 36 MÁS.
- CON BASE EN LA NUEVA LEY DE TRANSPORTES DEL DISTRITO FEDERAL SE ELABORA LA LEY DE ESTACIONAMIENTOS DEL D.F.

Clasificación de Estacionamientos



EN CORDON O EN PARALELO

ESPACIO.
CERRADO



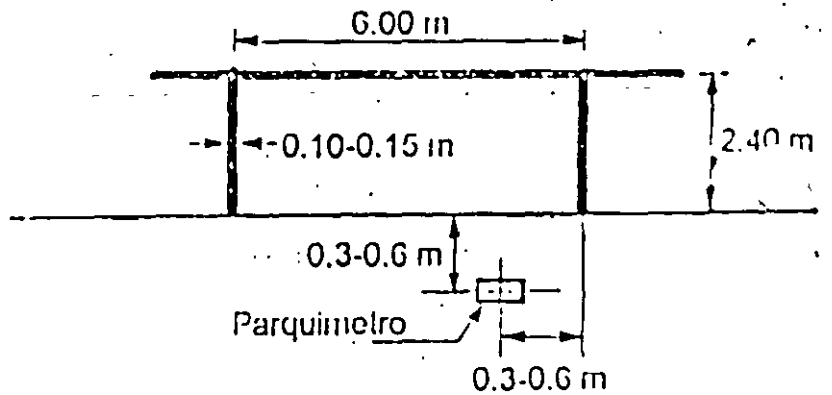
EN "I"



LINEA
ABIERTA
SENCILLA

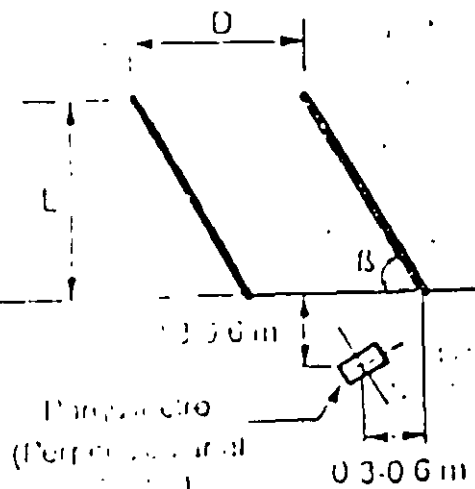


DIMENSIONES Y
UBICACION DEL
PARQUIMETRO



EN PATERIA O EN ANGULO

DIMENSIONES Y
UBICACION DEL
PARQUIMETRO



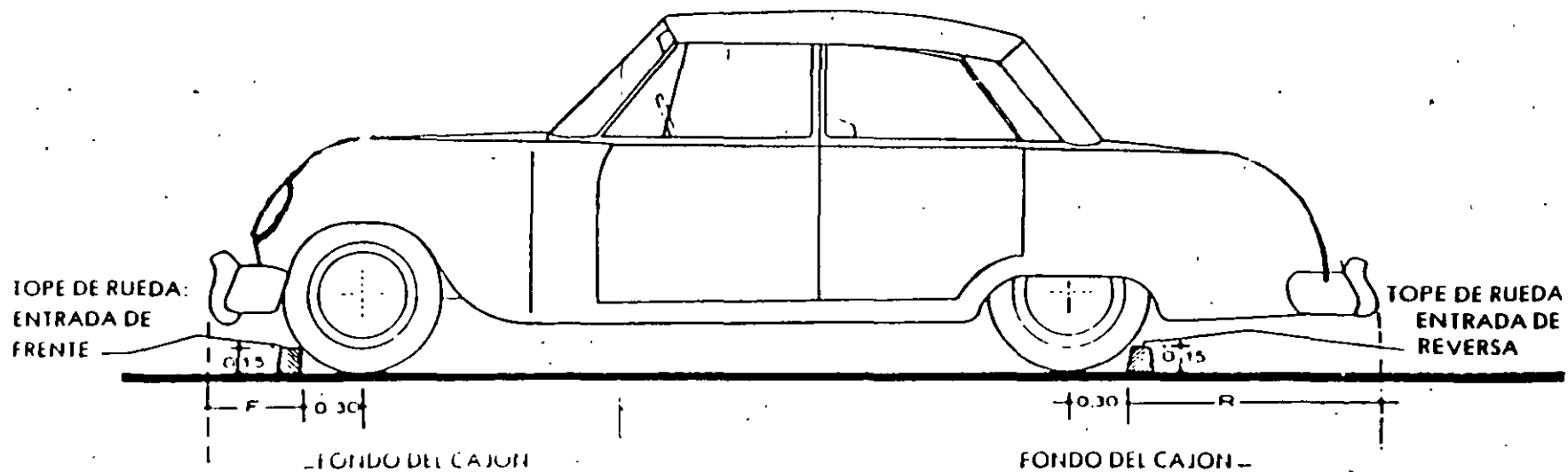
β	D		L
	min	max	
30°	4.57	4.37	2.01
45°	3.35	3.05	1.96
60°	3.30	2.92	1.92
90°	2.31	2.31	1.92

ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE ESTACIONAMIENTO EN LOTES BALDÍOS, DESCUBIERTOS O TECHADOS.

- 1.- EL ESTACIONAMIENTO DEBE ESTAR PAVIMENTADO, DRENADO Y BARDEADO (ART. 188 R.C. DEL D.F.)
- 2.- DEBE TENER CARRILES SEPARADOS Y DEBIDAMENTE SEÑALADOS PARA ENTRADA Y SALIDA (ART 189 R.C DEL DF.)
- 3.- DEBE TENERSE UNA ÁREA DE ENTREGA Y RECEPCIÓN DE VEHÍCULOS NO MENOR A 6.0L Y 1.20m DE ALTURA, ELEVADA 15cms CON RELACIÓN A LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO (ART 190 R.C DEL D.F.)
- 4.- CASETA DE CONTROL CON UNA SUPERFICIE MÍNIMA DE 2 m (ART 191 R.C DEL D.F.) SI EL TAMAÑO NO LO AMERITA, SE DEBE COLOCAR UNA SOLA CASETA PARA ENTRADA Y SALIDA.
- 5.- SI ES TECHADO LA ALTURA MÍNIMA SERÁ DE 2.10m (ART 192 R.C DEL D.F.)

- 6.- ESTABLECE QUE LOS CAJONES DEBERÁN TENER TOPES DE 15cms COLOCADOS A 1.20m DE LA COLINDANCIA (ART 193 R.C. DEL D.F.)
- 7.- ESTABLECE LA OBLIGACIÓN DE TENER UN BAÑO PARA HOMBRES Y OTRO PARA MUJERES.
- 8.- PARA VEHÍCULOS GRANDES Y MEDIANOS LOS CAJONES MÍNIMOS EN BATERÍA DEBERÁN SER DE 6 0 x 2 40 Y 5.0 x 2.40 RESPECTIVAMENTE Y PARA AUTOS CHICOS 4 20 x 2 20 Y 5 0 x 2 0
- 9.- LAS DIMENSIONES MÍNIMAS DE LOS PASILLOS DEBERÁN SER:
A 30° (3.0 g y m) (2.7 ch), A 45° (3.3 g y m) (3.0 ch), A 60° (5.0 g y m) (4.0 ch),
A 90° (6.0 g y m) (5.0 ch)
- 10.- LOS PASILLOS DEBERÁN OPERAR EN SENTIDO ÚNICO Y ESTAR DEBIDAMENTE SEÑALADOS

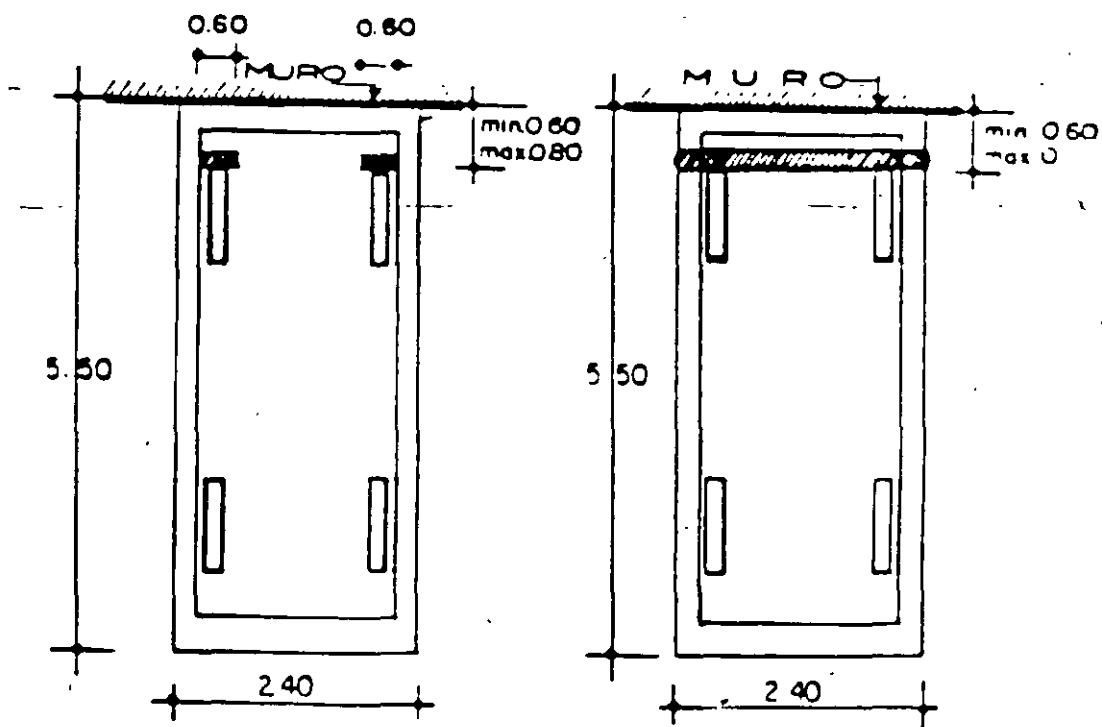
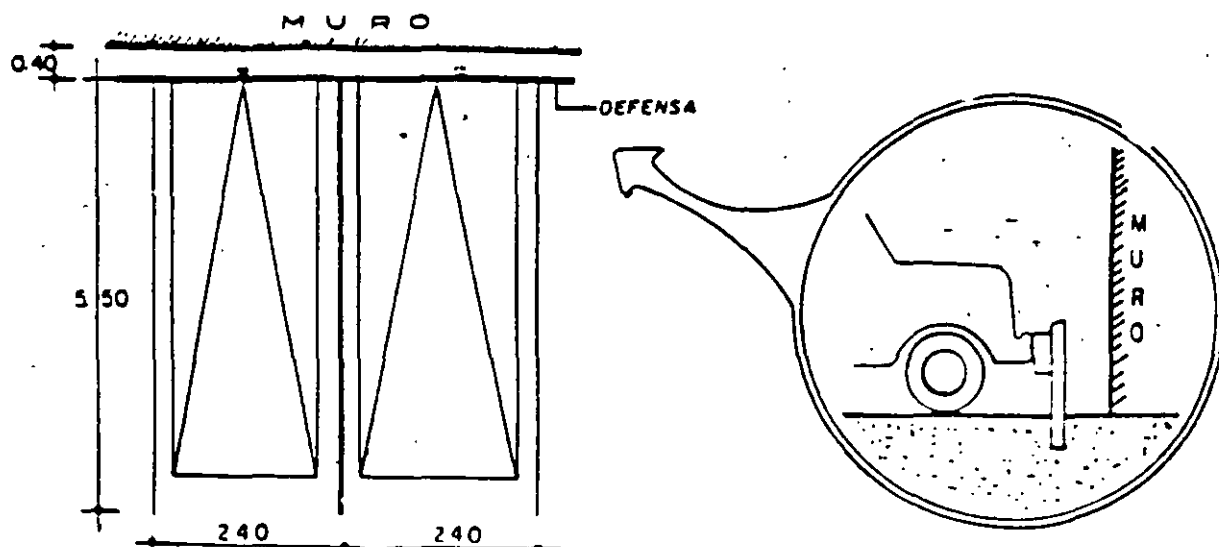
COLOCACION DE LOS TOPE DE RUEDA EN LOS CAJONES DE ESTACIONAMIENTO



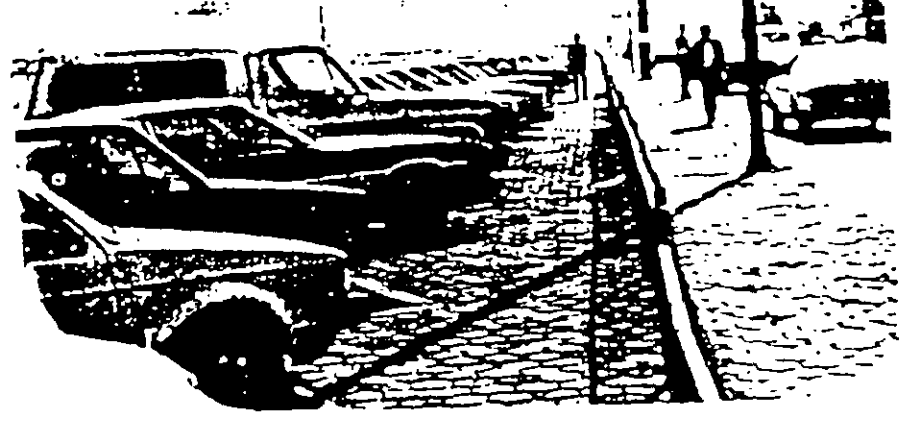
TIPO DE AUTOMOVIL	DISTANCIA "F" ENTRADA DE FRENTE	DISTANCIA "R" ENTRADA DE REVERSA
GRANDES Y MEDIANOS	0 80	1 20
CHICO	0 60	0 80

NOTA ACOTACIONES EN METROS

PROTECCIONES



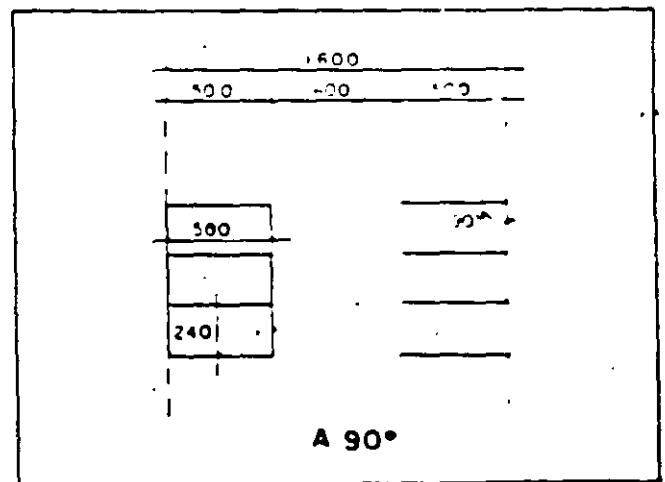
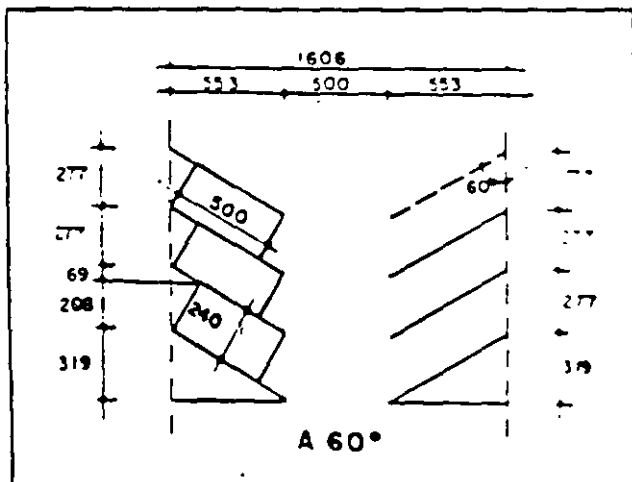
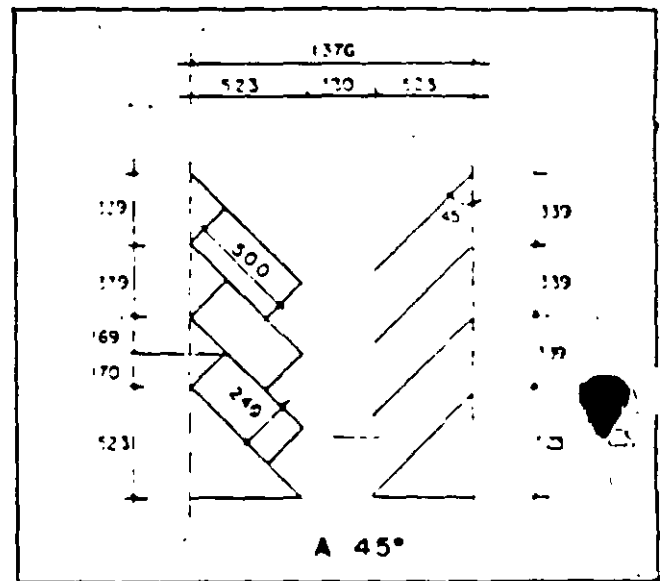
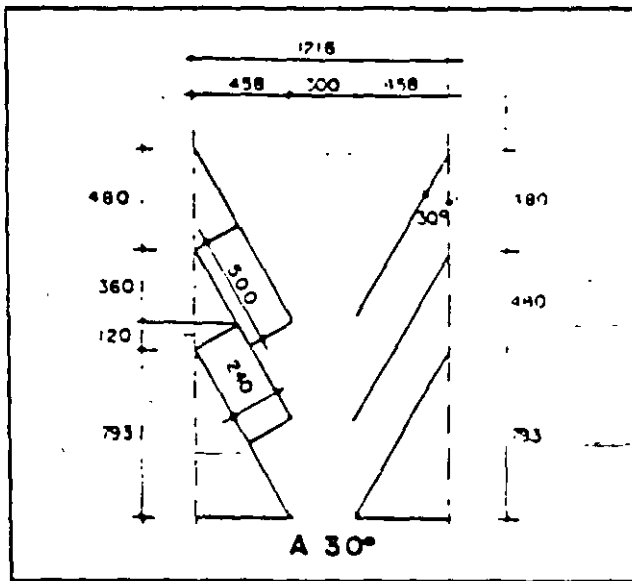
TOPES EN RUEDAS
(ENTRADA DE FRENTE)



850

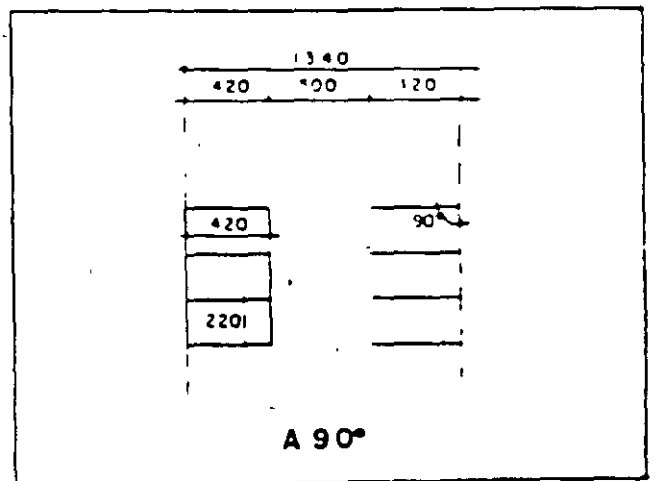
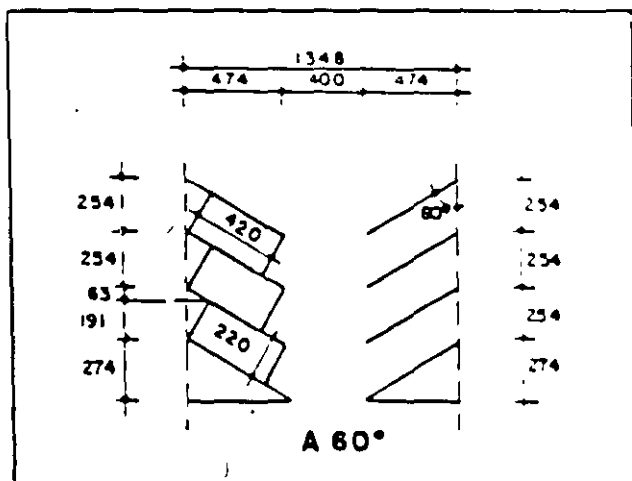
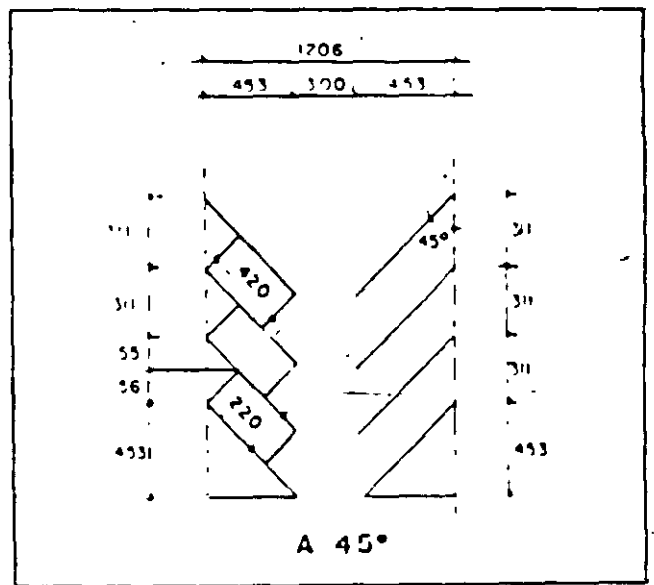
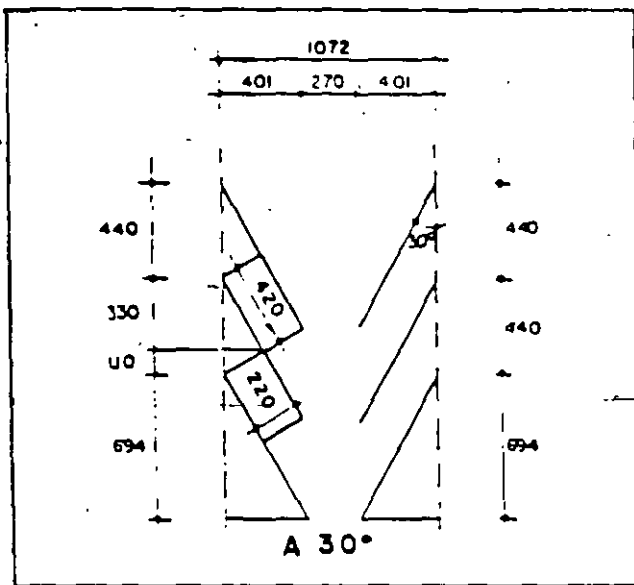
**DIMENSIONES MINIMAS DE CAJONES Y PASILLOS EN ESTACIONAMIENTOS
(AUTOMOVILES GRANDES Y MEDIANOS)**

ACOTACIONES EN CENTIMETROS



**DIMENSIONES MINIMAS DE CAJONES Y PASILLOS EN ESTACIONAMIENTOS
(AUTOMOVILES CHICOS)**

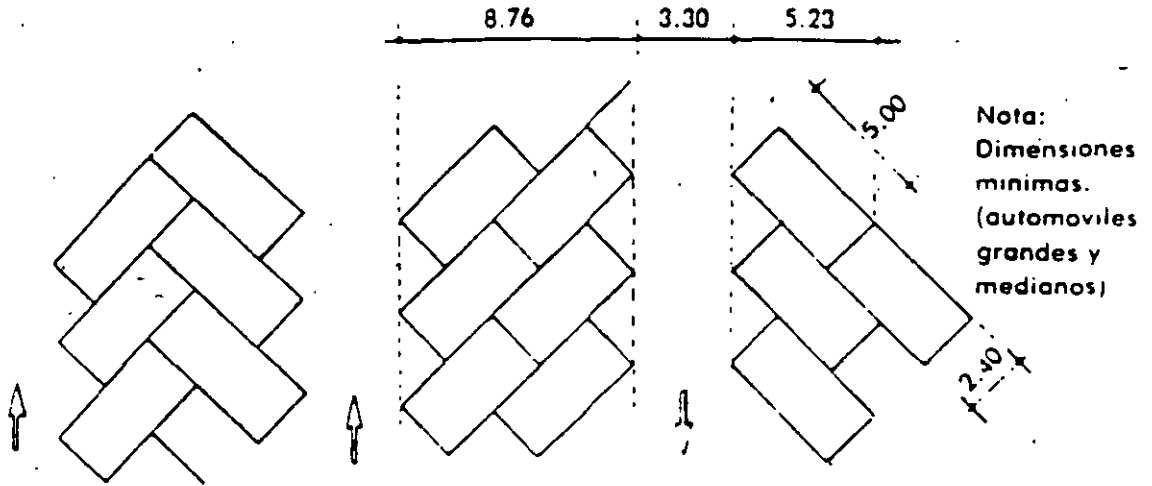
ACOTACIONES EN CENTIMETROS



DIFERENTES DISTRIBUCIONES EN VARIOS ANGULOS

NO RECOMENDABLE

RECOMENDABLE (m)

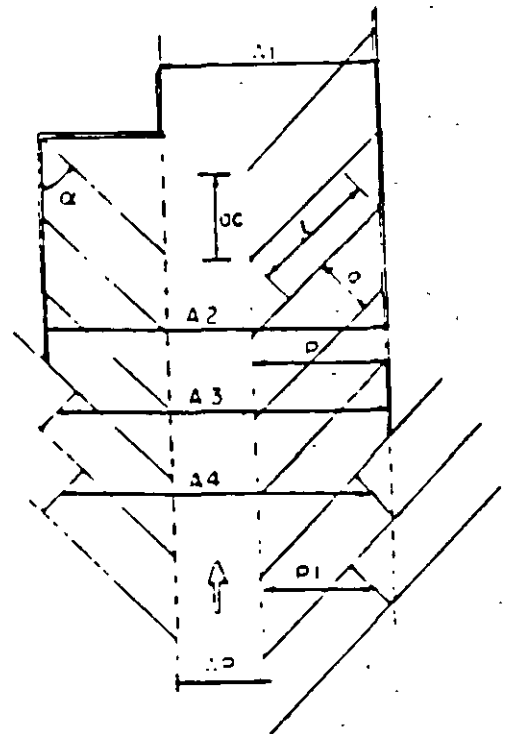


DIMENSIONES PARA ESTACIONAMIENTOS EN ANGULO (en metros)

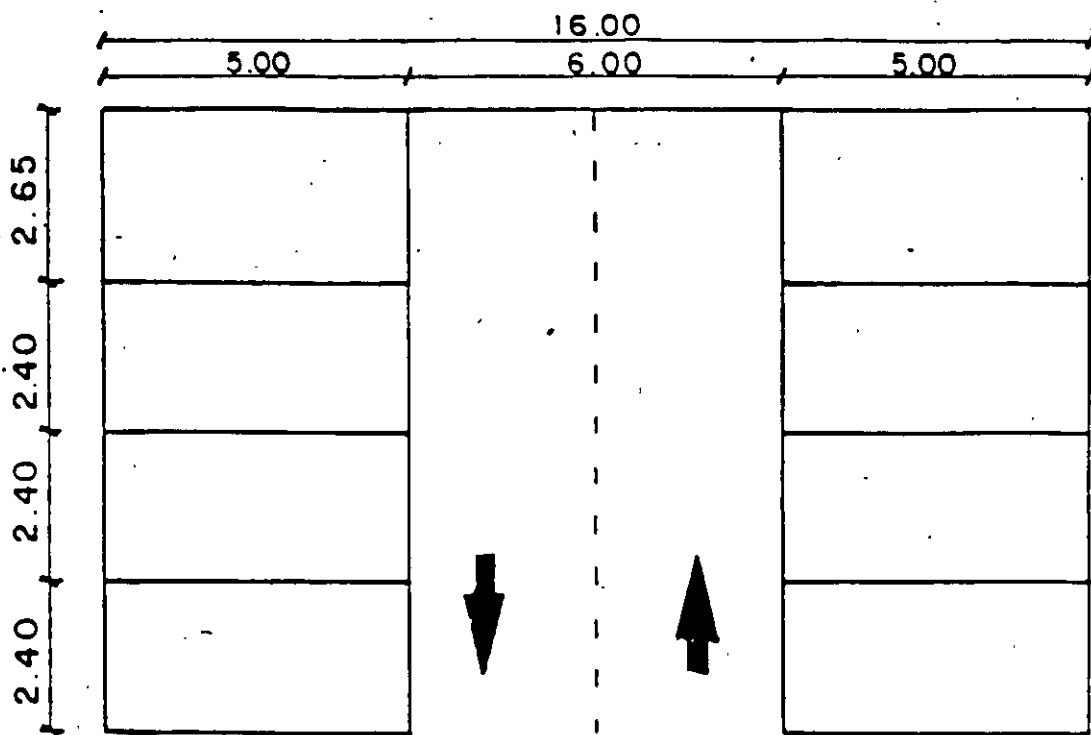
Angulo	l	a	α ac	P	PI	AP	A1	A2	A3	A4
45°	5.00	2.60	3.66	5.38	4.46	4.37	8.75	14.13	13.21	12.29
60°	5.00	2.60	2.99	5.66	4.98	5.40	11.06	16.72	16.04	15.36
75°	5.00	2.60	2.68	5.50	5.16	6.63	12.13	17.63	17.29	16.95
90°	5.00	2.60	2.60	5.00	5.00	7.00	12.00	17.00	17.00	17.00

NOTA: Dimensiones recomendables para automoviles grandes, con cajon de 2.60 x 5.00 m.

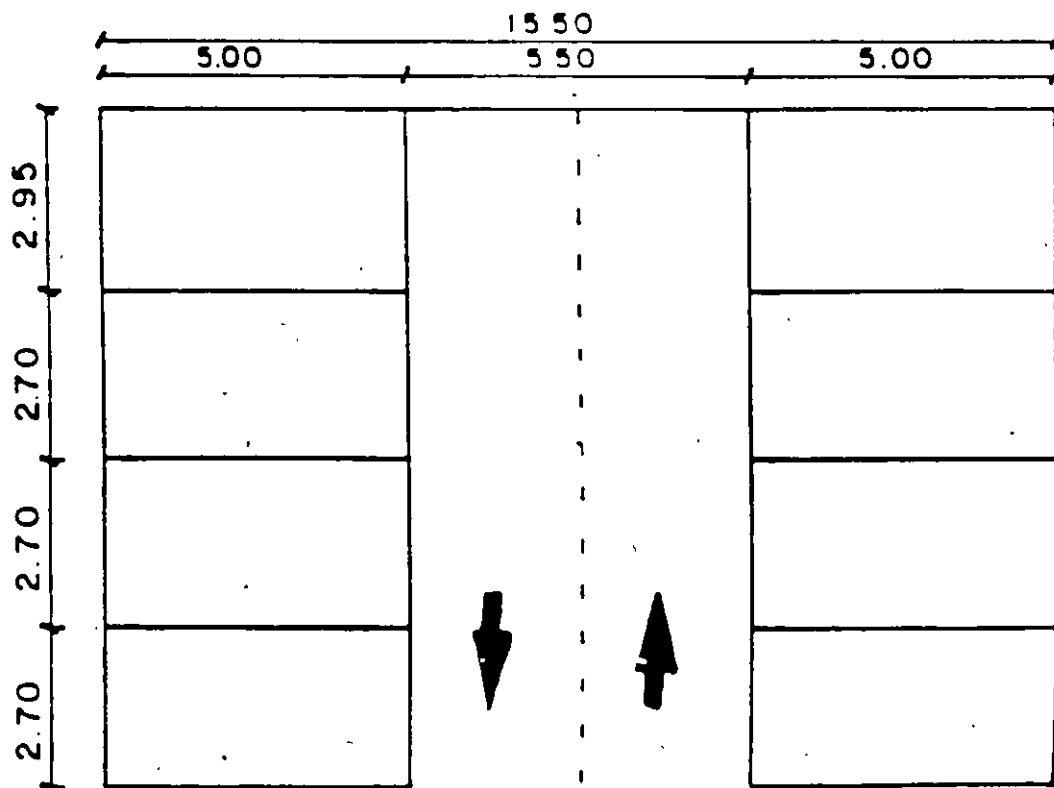
- P Profundidad del cajon con paredes.
- α Angulo de estacionamiento.
- A1. Modulo con cajones de un lado, entre paredes.
- l. Longitud del cajon.
- a. Anchura del cajon.
- ac. Anchura del cajon a lo largo del pasillo
- A2. Modulo con cajones de dos lados, entre paredes.
- A3. Modulo con cajones de dos lados y pared de un lado.
- A4. Modulo con cajones de dos lados, sin paredes.
- AP. Anchura del pasillo.
- PI Profundidad del cajon, sin pared.



DIFERENTES DISTRIBUCIONES DE ESPACIO



DIMENSIONES
MINIMAS PARA
AUTOS MEDIANOS
Y CHICOS



SI EL PASILLO ES
MAS ESTRECHO
LOS CAJONES
DEBEN SER MAS
ANCHOS.

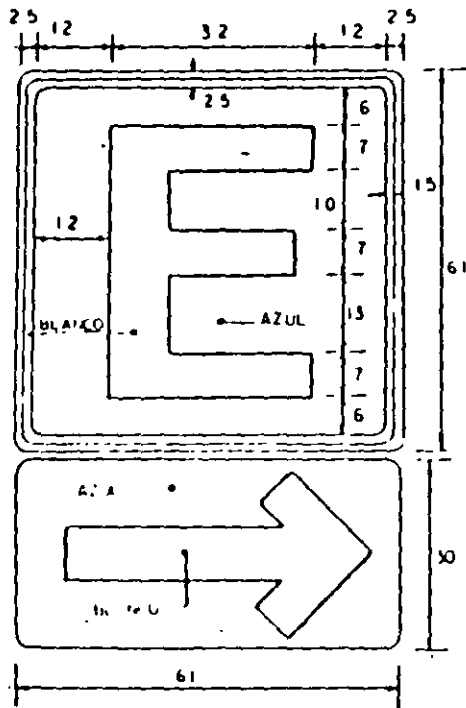
(1) Nota: El primer cajón, inmediato a la pared, deberá tener 0.25 m más de anchura

8213

SUPERFICIE OCUPADA POR AUTOMOVIL COMPARANDO VARIOS ANGULOS DE ESTACIONAMIENTO
(Auto de 5.00 × 2.40 m)

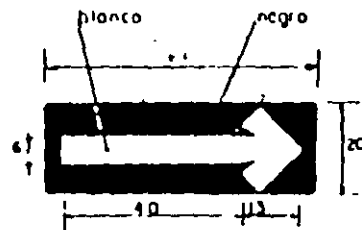
Ángulo	Ángulo de estacionamiento	Anchura del pasillo	Anchura del cajón	Prof. perpen. del cajón paralela al pasillo	Prof. de pasillo más 2 cajones	Área por auto (m ²)
90°	30°	3.00 m	1.00 m			

SEÑALES PARA ESTACIONAMIENTOS (acotaciones en cm)



ESTACIONAMIENTO

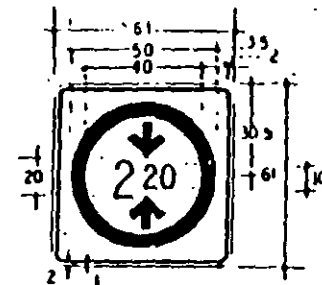
Para colocarse en la entrada del estacionamiento.
Nota: A la salida se colocará una señal igual pero con la flecha indicando la salida.



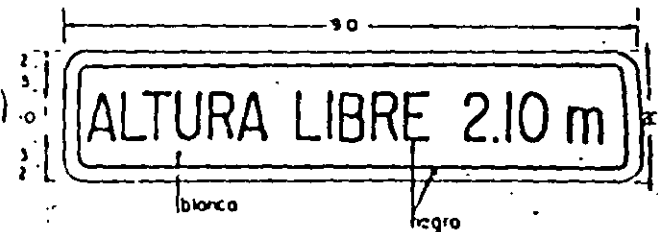
SENTIDO DE CIRCULACION

Serán colocadas en los pasillos cada vez que sea necesario aclarar el sentido único en que pueden circular los usuarios.

(A)

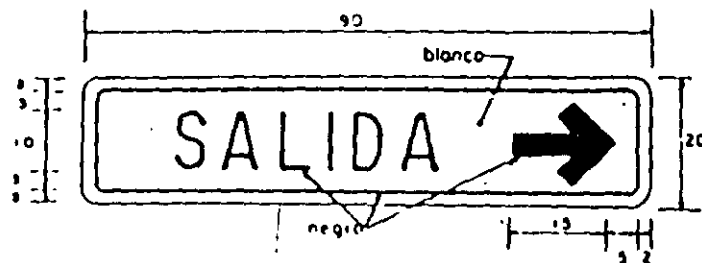


B)



ALTURA LIBRE

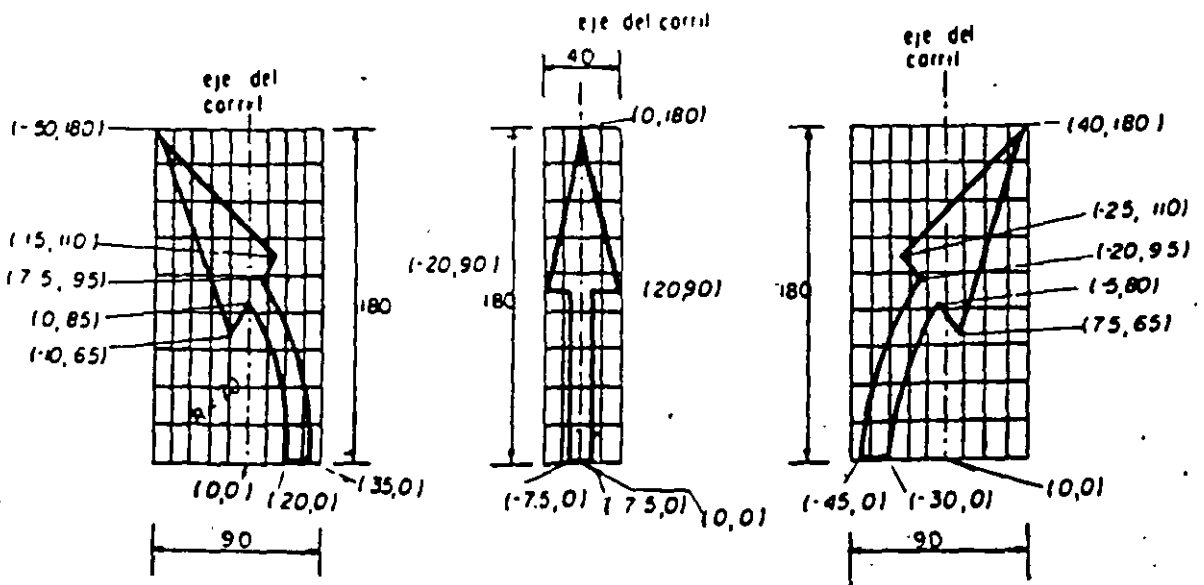
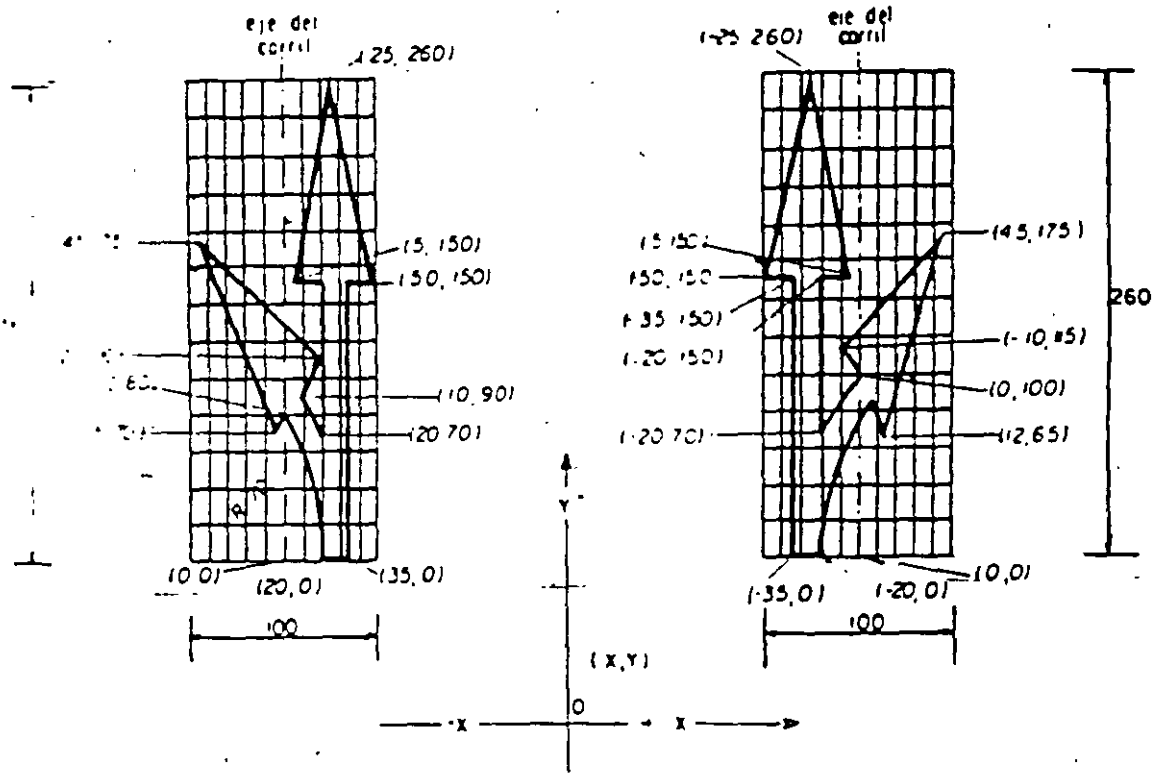
La señal "A" deberá ser colocada en la entrada al estacionamiento.
Solamente en caso de no poderse colocar esta señal se utilizará la alternativa "B".

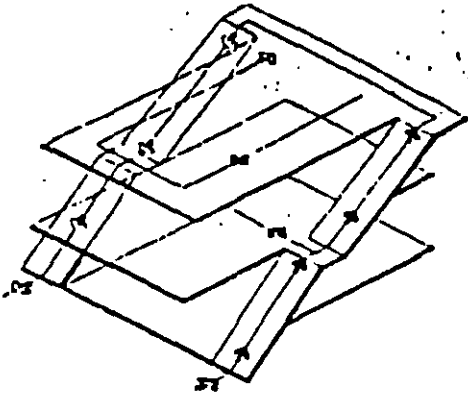


SALIDA

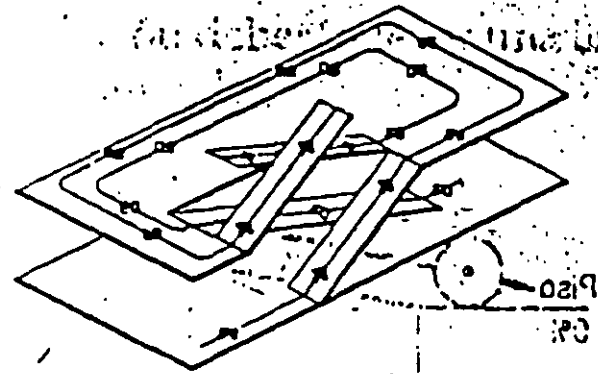
SERAN COLOCADAS EN LOS LUGARES NECESARIOS PARA EVITAR DUDAS AL USUARIO.

FLECHAS EN EL PISO DE ESTACIONAMIENTOS
(acotaciones en cm)

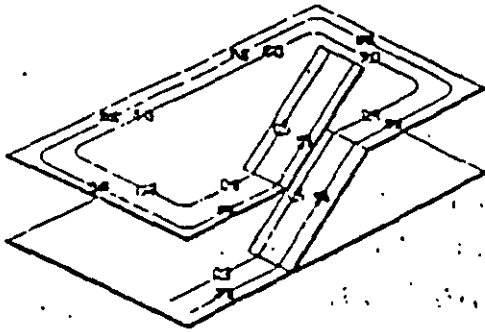




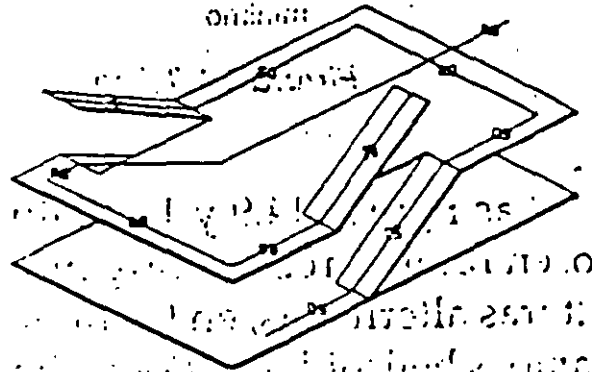
A. Con descanso intermedio



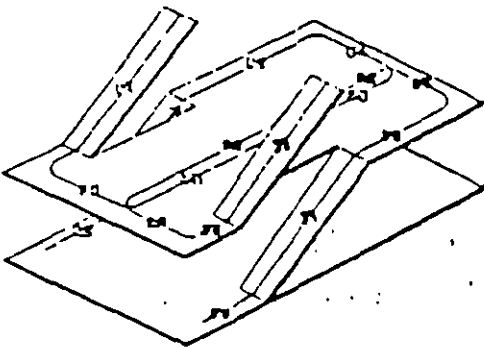
B. Encontradas de un sentido



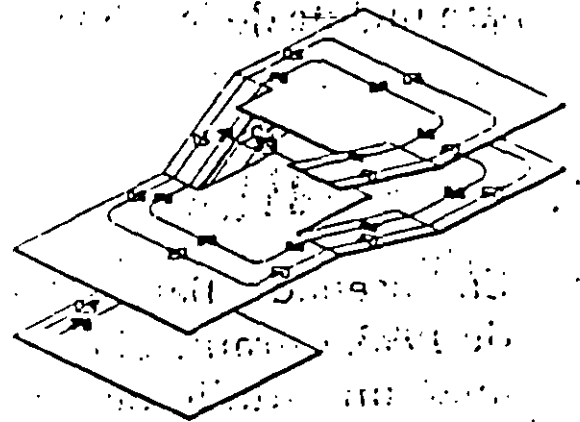
C. De doble sentido



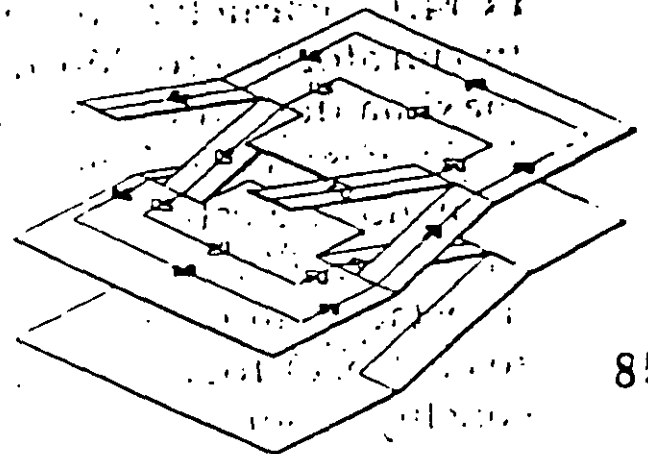
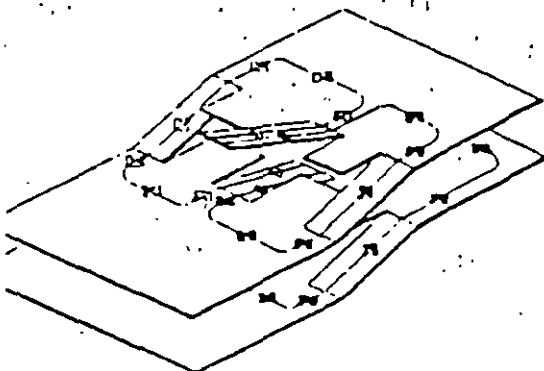
D. Sencillas sin cruces

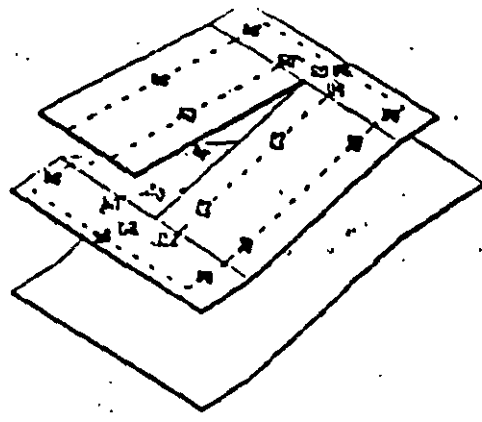


E. Sencillas con cruces

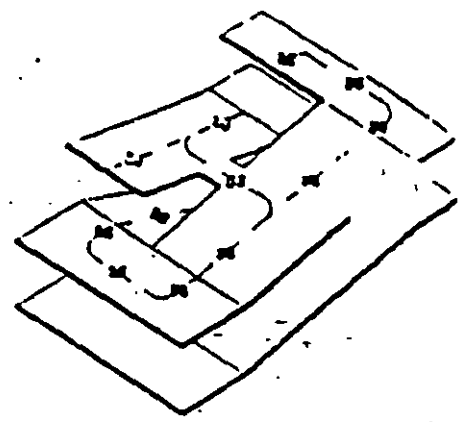


F. Entre medias plantas

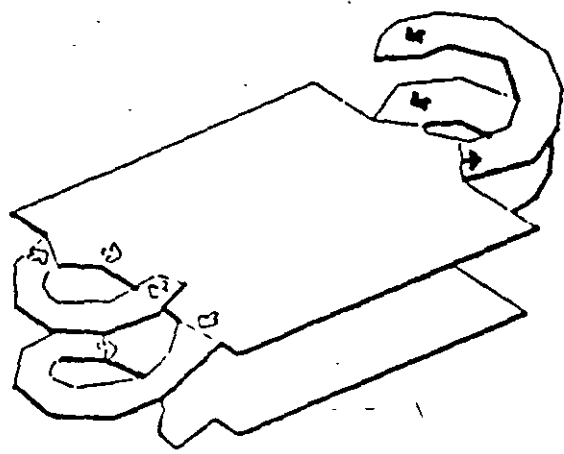




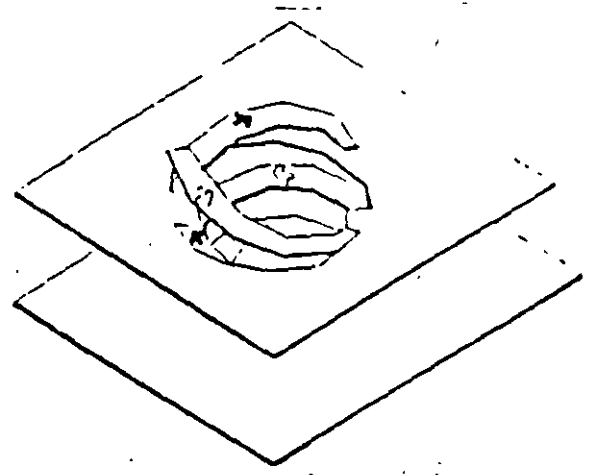
A. De doble sentido



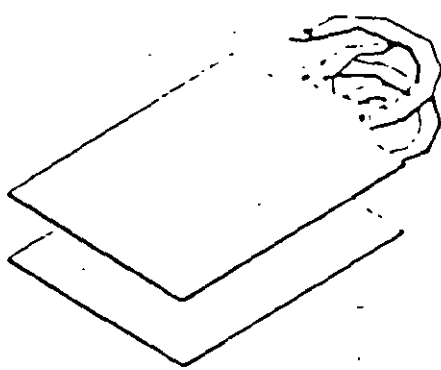
B. De un sentido



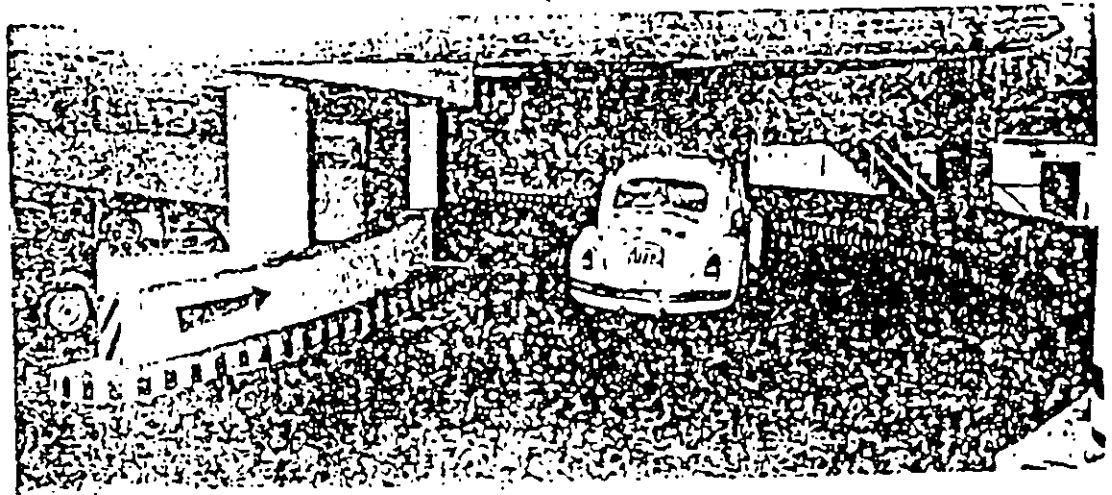
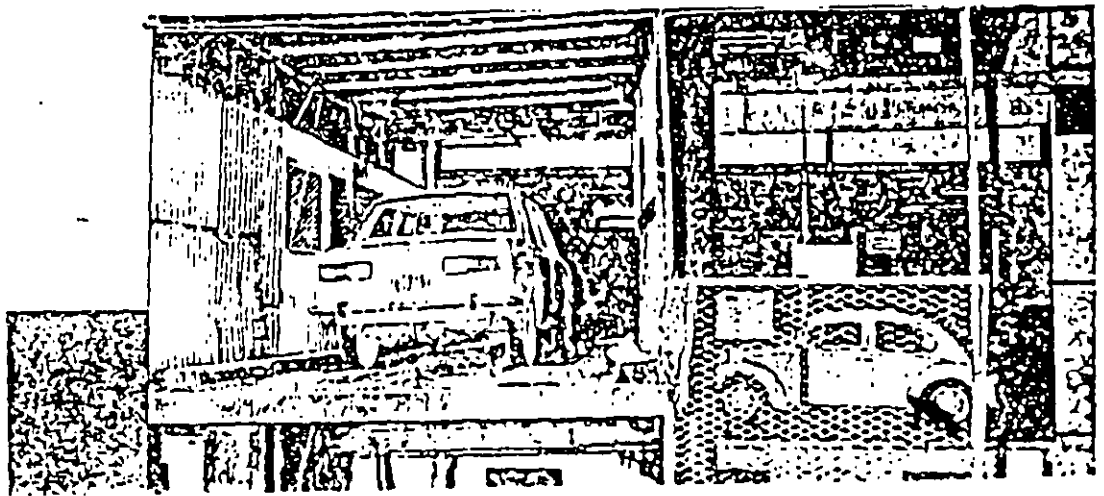
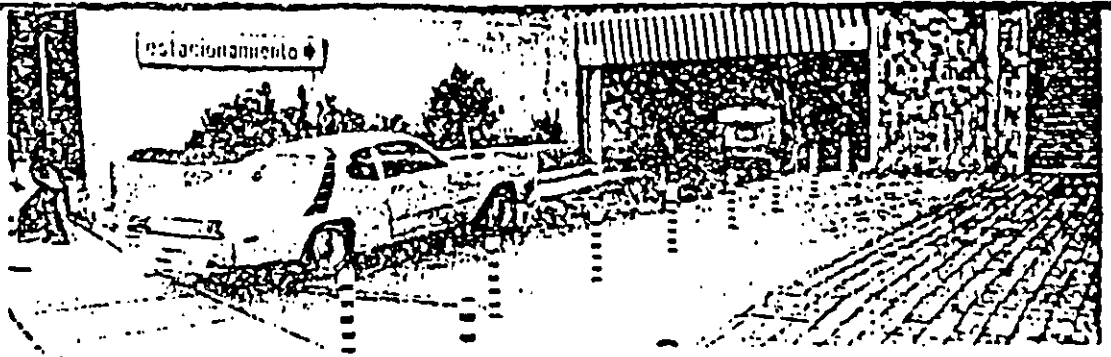
C. Separadas

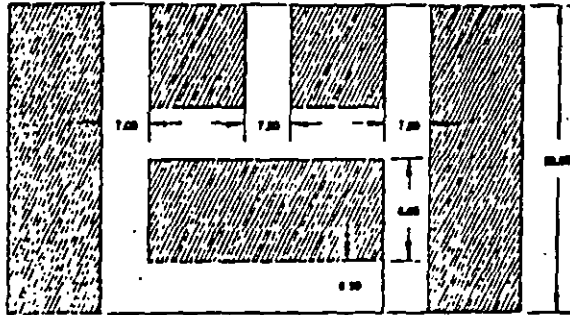
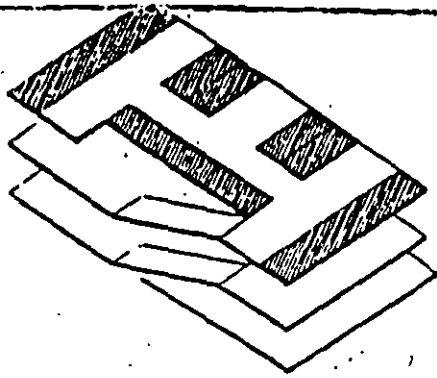


D. Encontradas

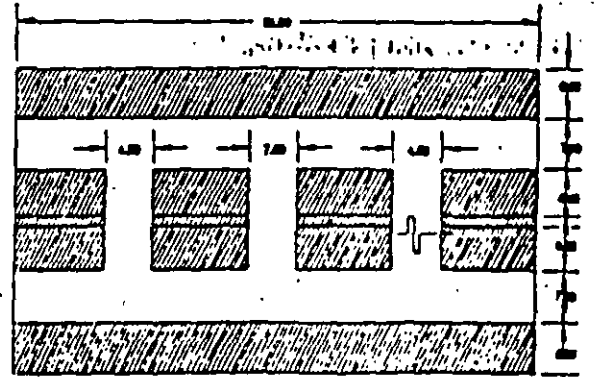
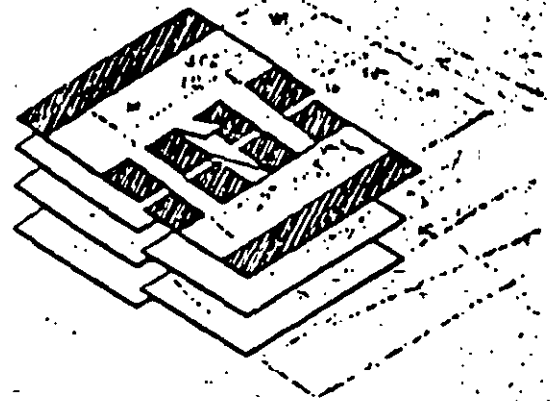


E. Doble

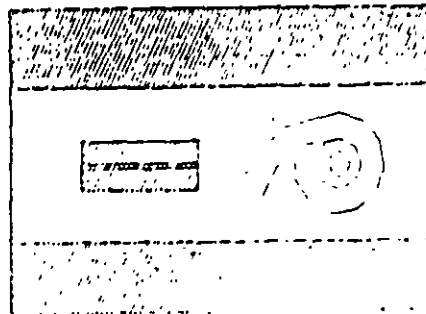
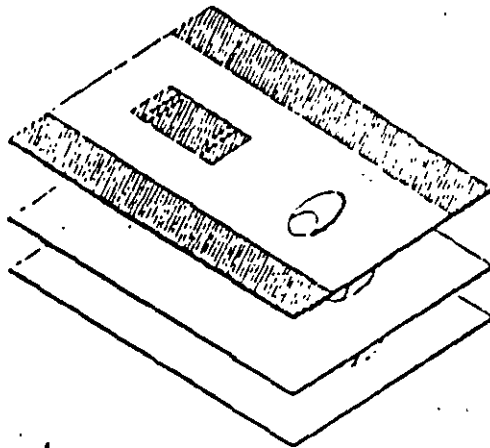




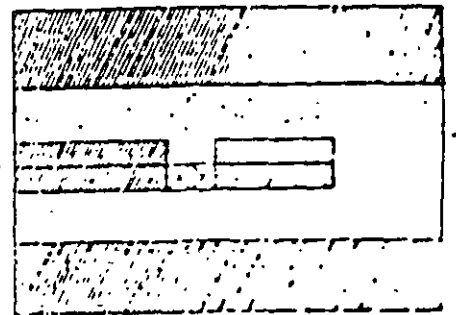
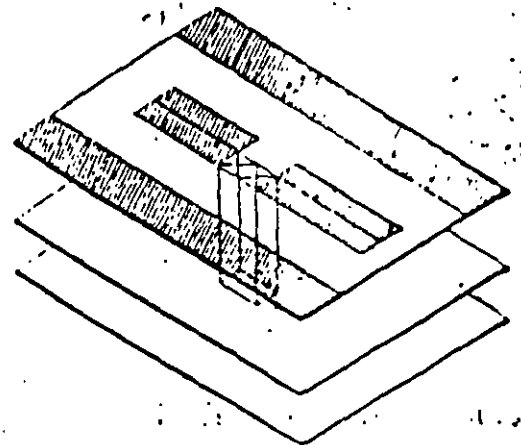
Rampas rectas entre pisos
 Nº de coches = 68
 Area por coche = 27.7 m²
 Eficiencia = 40%



Rampas rectas pisos intercalados
 Nº de coches = 76
 Area por coche = 24.8 m²
 Eficiencia = 54%



Espiral concéntrica
 Nº de coches = 76
 Area por coche = 24.8 m²
 Eficiencia = 54%



Elevadores
 Nº de coches = 76
 Area por coche = 24.8 m²
 Eficiencia = 54%

OFERTA Y DEMANDA

OFERTA.- ESPACIOS DISPONIBLES PARA ESTACIONAMIENTO EN LA VÍA PÚBLICA Y FUERA DE ELLA.

DEMANDA.- INFORMACIÓN DE DONDE SE ESTACIONA LA GENTE, POR CUANTO TIEMPO O SU VARIACIÓN HORARIA DENTRO Y FUERA DE LA VÍA PÚBLICA

I_r = INDICE DE ROTACIÓN = SE DEFINE COMO EL NUMERO DE VECES QUE SE USA DICHO ESPACIO DURANTE UN LAPSO DE TIEMPO DETERMINADO.

$$I_r = \frac{\text{DEMANDA}}{\text{OFERTA}} = \frac{\text{NUM. DE VEHÍCULOS QUE SE ESTACIONAN}}{\text{NUM. DE ESPACIOS PARA ESTACIONARSE}}$$

PARA UN DETERMINADO PERIODO DE ESTUDIO EL ÍNDICE DE ROTACIÓN DE UN ESTACIONAMIENTO PUEDE EXPRESARSE:

$$I_r = \frac{\text{DEMANDA}}{\text{OFERTA}} = \frac{V_i + V_e}{C}$$

DONDE:

V_i NUMERO DE VEHÍCULOS ESTACIONADOS AL INICIO DEL ESTUDIO

V_e : NUMERO DE VEHÍCULOS QUE ENTRAN DURANTE EL TIEMPO DE ESTUDIO

C : CAPACIDAD DEL ESTACIONAMIENTO EN NUMERO DE CAJONES DISPONIBLES

SI LA DEMANDA ES ESPECIFICA PARA UNA HORA:

$$I_r = \frac{\text{VEHÍCULOS / HORA}}{\text{CAJÓN}}$$

POR LO ANTERIOR SE DEFINE LA "De" ABSOLUTA O MEDIA DE ESTACIONAMIENTO COMO:

$$De = \frac{1}{I_r} = \frac{1}{\text{VEHIC / HORA}} = \frac{\text{HORAS CAJÓN}}{\text{VEHÍCULO}}$$

IGUALMENTE LA UTILIZACIÓN U_c DE LA CAPACIDAD DE UN ESTACIONAMIENTO SE CALCULA UTILIZANDO LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$U_c = \frac{\text{OFERTA} - \text{CAJONES VACÍOS}}{\text{OFERTA}} = \frac{C - \text{CAJONES VACÍOS}}{C}$$

EN OTRAS PALABRAS U_c INDICA EL GRADO DE OCUPACIÓN QUE PUEDE TENER UN DETERMINADO ESTACIONAMIENTO

ÍNDICE DE ROTACIÓN

SI OBSERVAMOS UN CAJÓN DE ESTACIONAMIENTO, DURANTE 6 HORAS:

SE ESTACIONAN:

1ª hora	4
2ª hora	2
3ª hora	3
4ª hora	3
5ª hora	1
6ª hora	5
6 horas	<hr/> 18 vehiculos

EL I_r POR HORA ES IGUAL A 4, 2, 3, 3, 1 Y 5

EN FORMA GLOBAL

$$I_r = \frac{\text{DEMANDA}}{\text{OFERTA}} = \frac{\text{NUM. DE VEHÍCULOS QUE SE ESTACIONAN}}{\text{NUM. DE ESPACIOS PARA ESTACIONARSE}}$$

$$I_r = \frac{(4+2+3+3+1+5)\text{veh}}{1 \text{ cajón}} = 18 \text{ vehiculos/cajón}$$

EL ÍNDICE DE ROTACIÓN PROMEDIO POR HORA ES:

$$I_r = \frac{\text{DEMANDA}}{\text{OFERTA}} = \frac{(4+2+3+3+1+5)\text{veh.} / 6 \text{ horas}}{1 \text{ CAJÓN}} = 3 \text{ veh./cajón}$$

LA DURACIÓN MEDIA DE ESTACIONAMIENTO:

$$D_c = \frac{1}{I_r} = \frac{1}{3 \text{ veh./cajón/hora}} = 0.33 \text{ hora/cajón/vehic.}$$

ÍNDICE DE ROTACIÓN

EJEMPLO.- EL ESTACIONAMIENTO DE UN CENTRO COMERCIAL QUE CUENTA CON 240 CAJONES ALBERGO DURANTE 8 HORAS 1920 VEHÍCULOS..

SE DESEA CONOCER:

- Ir DIARIA PARA 6 HORAS
- Ir PROMEDIO POR HORA
- Dm = DURACIÓN MEDIA

Ir DE 6 HORAS

$$Ir = \frac{\text{NUM. DE VEH. QUE SE ESTACIONAN}}{\text{NUM. DE ESP. PARA ESTACIONARSE}} = \frac{1920}{240} = 8$$

$$Ir = 8 \text{ vehic./cajón/period.6hrs}$$

Ir POR HORA:

$$Ir = \frac{\text{NUM. DE VEH. QUE SE ESTAC.}}{\text{NUM ESP. PARA ESTAC.}} = \frac{1920\text{veh}/6\text{hora}}{240} = 1.33$$

$$Ir = 1.33 \text{ veh/hr./cajón}$$

LA DURACIÓN MEDIA EN EL ESTACIONAMIENTO DEL CENTRO COMERCIAL ES DE.

$$Dc = \frac{1}{Ir} = \frac{1}{1.33} = 0.75 \text{ de hora}$$

$$Dc = 45 \text{ min en promedio}$$

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
NORMAS PARA ESPACIOS DE ESTACIONAMIENTO EN NUEVAS EDIFICACIONES

USO DEL SUELO	NUM. DE CAJONES POR VIVIENDA
1. HABITACION	
1.1. HABITACION UNIFAMILIAR	
Hasta 120 m ²	1
De 120 a 250 m ²	2
Más de 250 m ²	3
1.2. HABITACION PLURIFAMILIAR	
1.2.1. Habitación bifamiliar	
Dos unidades hasta 120 m ²	1
De 120 a 250 m ²	2
De más de 250 m ²	3
1.2.2. Habitación plurifamiliar horizontal, de 3 a 50 unidades	
Hasta 60 m ²	1
De 60 a 120 m ²	1.25
De 120 a 250 m ²	2
De más de 250 m ²	3
1.2.3. Habitación plurifamiliar vertical, de 3 a 50 unidades (sin elevadores)	
Hasta 60 m ²	1
De 60 a 120 m ²	1.25
De 120 a 250 m ²	2
De más de 250 m ²	3
1.2.4. Habitación plurifamiliar vertical, de 3 a 50 unidades (con elevadores)	
Hasta 60 m ²	1
De 60 a 120 m ²	1.5
De 120 a 250 m ²	2.5
De más de 250 m ²	3.5
1.2.5. Habitación plurifamiliar de más de 60 unidades	
Hasta 60 m ²	0.5
De 60 a 120 m ²	1
De 120 a 250 m ²	2
De más de 250 m ²	3
1.3. HABITACION ESPECIAL	
Para personas solas hasta 60 m ²	0.5
Para personas solas de más de 60 m ²	1
Parques para remolques	1
Pie de casa	1
2. SERVICIOS	
2.1. ADMINISTRACION	

USO DEL SUELO

**NUMERO DE CAJONES
POR AREA**

2.1.1. Administración pública	
Oficinas de gobierno	1 x 30 m ² construidos
Representaciones oficiales y embajadas	1 x 30 m ² construidos
Juzgados y cortes	1 x 30 m ² construidos
2.1.2. Administración privada	
Oficinas de profesionistas	1 x 30 m ² construidos
Oficinas administrativas y financieras	1 x 30 m ² construidos
Sucursales de bancos y agencias de viajes	1 x 15 m ² construidos
2.2. COMERCIO	
2.2.1 Almacenamiento y abasto	
Bodegas y depósitos múltiples	1 x 150 m ² construidos
Depósitos de madera	1 x 150 m ² construidos
Depósitos de vehículos	1 x 150 m ² construidos
Depósitos de maquinaria	1 x 150 m ² construidos
Depósitos de gas líquido y combustibles	1 x 150 m ² construidos
Gasolineras	1 x 75 m ² construidos
Depósitos de explosivos	1 x 150 m ² construidos
Central de Abastos	1 x 150 m ² construidos
Rastros	1 x 150 m ² construidos
2.2.2. Tiendas de productos básicos	
Tiendas de abarrotes	1 x 40 m ² construidos
Venta de comida elaborada	1 x 40 m ² construidos
Tortillerías y panaderías	1 x 40 m ² construidos
Venta de ropa y calzado	1 x 40 m ² construidos
Venta de artículos domésticos y muebles	1 x 40 m ² construidos
Venta de libros y revistas	1 x 40 m ² construidos
Farmacias	1 x 40 m ² construidos
Tiendas de especialidades	1 x 40 m ² construidos
Tiendas de autoservicio	1 x 40 m ² construidos
Tiendas de departamentos	1 x 40 m ² construidos
Centros comerciales	1 x 40 m ² construidos
Mercados	1 x 40 m ² construidos
2.2.3 Venta de materiales y vehículos	
Venta de materiales de construcción	1 x 150 m ² área total
Venta de materiales eléctricos	1 x 50 m ² construidos
Venta de materiales sanitarios	1 x 50 m ² construidos
Ferreterías y venta de herrajes	1 x 50 m ² construidos
Venta de vehículos	1 x 100 m ² área total
Venta de maquinaria	1 x 100 m ² área total
Venta de refacciones y llantas	1 x 75 m ² área total
2.2.4. Tiendas de servicios	
Baños públicos	1 x 75 m ² área total
Salones de belleza y peluquerías	1 x 20 m ² construidos

USO DEL SUELO

**NUMERO DE CAJONES
POR AREA**

2.4.3. Educación superior	
Politécnicos y tecnológicos	1 x 40 m ² construidos
Universidades	1 x 40 m ² construidos
Escuelas normales	1 x 40 m ² construidos
2.4.4. Instituciones científicas	
Centros de investigaciones académicas	1 x 40 m ² construidos
Laboratorios de investigación	1 x 40 m ² construidos
Observatorios y estaciones meteorológicas	1 x 40 m ² construidos
2.4.5. Instalaciones para exposiciones	
Jardines botánicos	1 x 40 m ² construidos
Jardines zoológicos	1 x 40 m ² construidos
Acuarios	1 x 40 m ² construidos
Museos	1 x 40 m ² construidos
Galerías de arte	1 x 40 m ² construidos
Centros de exposiciones temporales	1 x 40 m ² construidos
Planetarios	1 x 40 m ² construidos
2.4.6. Instalaciones para la información	
Archivos	1 x 40 m ² construidos
Centros procesadores de información	1 x 40 m ² construidos
Centros de información por materia	1 x 40 m ² construidos
Bibliotecas y hemerotecas	1 x 40 m ² construidos
2.4.7. Instalaciones religiosas	
Templos y lugares para el culto	1 x 40 m ² construidos
2.4.8. Sitios históricos	
Grupos de edificios civiles y religiosos	1 x 100 m ² area total
Edificios civiles y religiosos	1 x 100 m ² area total
2.5. <i>SERVICIOS PARA LA RECREACION</i>	
2.5.1. Alimentos y bebidas	
Cafés y tondas	1 x 15 m ² construidos
Restaurantes sin venta de bebidas alcohólicas	1 x 15 m ² construidos
Restaurantes con venta de bebidas alcohólicas	1 x 7.5 m ² construidos
Cantinas y bares	1 x 7.5 m ² construidos
Salones para banquetes	1 x 15 m ² construidos
Centros nocturnos	1 x 7.5 m ² construidos
2.5.2. Entretenimiento	
Auditorios	1 x 10 m ² construidos
Teatros	1 x 7.5 m ² construidos
Cines	1 x 7.5 m ² construidos
Salas de conciertos	1 x 7.5 m ² construidos
Centros de convenciones	1 x 10 m ² construidos

USO DEL SUELO**NUMERO DE CAJONES
POR AREA**

Lavanderías y tintorerías	1 x 20 m ² construidos
Talleres de sastrería y costura	1 x 20 m ² construidos
Reparación de artículos del hogar	1 x 30 m ² construidos
Reparación de automóviles	1 x 30m ² construidos
Estudios y laboratorios de fotografía	1 x 30 m ² construidos
Lavado y lubricación de vehículos	1 x 30 m ² construidos
Servicios de alquiler	1 x 30 m ² construidos
2.3. SALUD	
2.3.1. Hospitales	
Hospital de urgencias	1 x 30 m ² construidos
Hospital de especialidades	1 x 30 m ² construidos
Hospital general	1 x 30 m ² construidos
Centro Médico	1 x 30 m ² construidos
2.3.2. Clínicas y Centros de salud	
Centro de consultorios	1 x 30 m ² construidos
Clínica de urgencias	1 x 30 m ² construidos
Clínica general	1 x 30 m ² construidos
Centros de salud	1 x 30 m ² construidos
Consultorios	1 x 30 m ² construidos
2.3.3. Asistencia social	
Centros de tratamiento de enfermedades crónicas	1 x 50 m ² construidos
Centros de integración familiar	1 x 50 m ² construidos
Asociaciones de protección	1 x 50 m ² construidos
Orfanatos	1 x 50 m ² construidos
Asilos	1 x 50 m ² construidos
2.3.4. Asistencia animal	
Salones de corte	1 x 75 m ² construidos
Centros antirrábicos y de cuarentena	1 x 75 m ² construidos
Clínicas y dispensarios veterinarios	1 x 75 m ² construidos
Hospitales veterinarios	1 x 75 m ² construidos
2.4. EDUCACION Y CULTURA	
2.4.1. Educación elemental	
Guarderías	1 x 60 m ² construidos
Jardines de niños	1 x 40 m ² construidos
Primarias	1 x 40 m ² construidos
Escuelas de niños atípicos	1 x 40 m ² construidos
2.4.2. Educación media	
Secundarias y prevocacionales	1 x 40 m ² construidos
Preparatorias y vocacionales	1 x 40 m ² construidos
Institutos técnicos	1 x 40 m ² construidos
Academias	1 x 40 m ² construidos
Centros de capacitación	1 x 40 m ² construidos

USO DEL SUELO

NUMERO DE CAJONES
POR AREA

Teatros al aire libre	1 x 10 m ² construidos
Ferias y circos	1 x 10 m ² construidos
Autocinemas	1 x 10 m ² construidos
2.5.3. Recreación social	
Centros comunitarios	1 x 40 m ² construidos
Centros culturales	1 x 40 m ² construidos
Clubes campestres y de golf	1 x 700 m ² área total
Clubes sociales	1 x 40 m ² construidos
Salones de fiestas infantiles	1 x 40 m ² construidos
2.5.4. Deportes al aire libre y acuáticos	
Canchas deportivas	1 x 75 m ² construidos
Centros deportivos	1 x 75 m ² construidos
Estadios	1 x 10 m ² const. prospect.
Hipódromos	1 x 10 m ² const. prospect.
Galgódromos	1 x 10 m ² const. prospect.
Autódromos	1 x 10 m ² const. prospect.
Velódromos	1 x 10 m ² const. prospect.
Plazas de toros	1 x 10 m ² const. prospect.
Pistas para equitación	1 x 100 m ² área total
Lienzos charros	1 x 10 m ² const. prospect.
Pistas de patinaje	1 x 10 m ² const. prospect.
Albercas	1 x 40 m ² construidos
Canales o lagos para regatas	1 x 100 m ² área total
Campos de tiro	1 x 100 m ² área total
2.5.5. Deportes a cubierto	1 x 40 m ² construidos
Canchas deportivas	1 x 40 m ² construidos
Centros deportivos	1 x 40 m ² construidos
Salones de gimnasia y danza	1 x 40 m ² construidos
Pistas de holiche	1 x 40 m ² construidos
Pistas de patinaje	1 x 40 m ² construidos
Billares	1 x 40 m ² construidos
Albercas cubiertas	1 x 40 m ² construidos
2.6. ALOJAMIENTO	
2.6.1. Hoteles	1 x 50 m ² construidos
2.6.2. Moteles	1 x 50 m ² construidos
2.6.3. Casas de huéspedes y albergues	1 x 50 m ² construidos
2.7. SEGURIDAD	
2.7.1. Defensa	
Instalaciones para la Fuerza Aérea	1 x 100 m ² construidos
Instalaciones para el Ejército	1 x 100 m ² construidos
2.7.2. Policía	
Estaciones de policía	1 x 50 m ² construidos
Central de policía	1 x 50 m ² construidos

USO DEL SUELO

**NUMERO DE CAJON.
POR AREA**

2.7.3. Bomberos	
Estaciones de bomberos	1 x 50 m ² construidos
Centrales de bomberos	1 x 50 m ² construidos
2.7.4 Reclusorios	
Reclusorios preventivos	1 x 100 m ² construidos
Reclusorios para sentenciados	1 x 100 m ² construidos
Reformatorios	1 x 100 m ² construidos
2.7.5. Emergencias	
Central de ambulancias	1 x 50 m ² construidos
2.8. <i>SERVICIOS MORTUORIOS</i>	
2.8.1 Cementerios	
Cementerios hasta de 1 000 fosas	1 x 200 m ² área total
Cementerios de mas de 1 000 fosas	1 x 500 m ² área total
2.8.2. Mausoleos y crematorios	
Mausoleos hasta de 1 000 unidades	1 x 50 m ² construidos
Mausoleos de mas de 1 000 unidades	1 x 100 m ² construidos
Crematorios	1 x 10 m ² construidos
2.8.3. Agencias de inhumaciones y funerarias	1 x 30 m ²
2.9. <i>COMUNICACIONES Y TRANSPORTES</i>	
2.9.1 Transportes terrestres	
— Terminales de autobuses foraneos	1 x 50 m ² construidos
Terminales de autobuses urbanos	1 x 50 m ² construidos
Terminales de camiones de carga	1 x 50 m ² construidos
Terminales de ferrocarriles de pasajeros	1 x 50 m ² construidos
Terminales de ferrocarriles de carga	1 x 50 m ² construidos
Terminales de trolebuses y tranvías	1 x 20 m ² construidos
Terminales del S T C Metro	1 x 20 m ² construidos
Estaciones de autobuses	1 x 20 m ² construidos
Estaciones de ferrocarril	1 x 20 m ² construidos
Estaciones del S T C Metro	1 x 20 m ² construidos
Encierro y mantenimiento de autobuses	1 x 100 m ² área total
2.9.2. Transportes aereos	
Terminales aereas y helipuertos	1 x 20 m ² construidos
2.9.3 Comunicaciones	
Centrales y agencias de correos	1 x 20 m ² construidos
Estaciones de radio**	1 x 40 m ² construidos
Estaciones de television**	1 x 40 m ² construidos
3. <i>INDUSTRIA</i>	
3.1. Industria aislada	

** Más lo que corresponda al sector en el caso de tenerlo

USO DEL SUELO	NUMERO DE CAJONES POR AREA
Industria explosiva	1 x 200 m ² construidos
Industria contaminante	1 x 200 m ² construidos
Industria extractiva	1 x 200 m ² construidos
3.2. Industria vecina	
Industria pesada	1 x 200 m ² construidos
Industria ligera y de ensamble	1 x 200 m ² construidos
3.3. Industria mezclada	
Textiles	1 x 100 m ² construidos
Alimentos	1 x 100 m ² construidos
Artesanías	1 x 100 m ² construidos
Construcción	1 x 100 m ² construidos
Electrónica	1 x 100 m ² construidos
Metálica	1 x 100 m ² construidos
Papel e impresiones	1 x 100 m ² construidos
Plásticas	1 x 100 m ² construidos
Química	1 x 100 m ² construidos
4. ESPACIOS ABIERTOS	
4.1. Plazas y explanadas de 1 a 100 m ²	1 x 1,000 m ² área total
4.2. Jardines y parques de 1 a 500 m ²	1 x 1,000 m ² área total
Jardines y parques de más de 500 m ²	1 x 10,000 m ² área total
4.3. Cuerpos de agua	1 x 10,000 m ² área total
5. INFRAESTRUCTURA	
5.1. Instalaciones	
Plantas, estaciones y depósitos	1 x 50 m ²
Cárcamos y hornos	1 x 100 m ² construidos
Plantas de tratamientos de basura	1 x 50 m ² construidos
6. FORESTAL	
Viveros	1 x 1,000 m ² total

**ANDENES DE CARGA Y DESCARGA FUERA DE LA CALLE PARA LA C. DE NUEVA YORK,
PROPUESTOS POR LA ASOCIACION DEL PLAN REGIONAL**

Edificio diseñado para					Andenes requeridos		
Fabricas, almacenes, comercios, exhibicion de mercancías u hospital m ² de superficie bruta			Oficinas u hoteles m ² de superficie bruta		Cada incremento	Total	
Primeros	2,300	2,300	Primeros	9,300	9,300	0	0
Siguientes	1,400	3,700	Siguientes	4,700	14,000	1	1
"	5,600	9,300	"	23,200	37,200	1	2
"	5,600	14,900	"	24,200	61,400	1	3
"	7,400	22,300	"	28,800	90,200	1	4
"	7,400	29,700	"	30,700	120,900	1	5
"	7,400	37,100	"	30,700	152,600	1	6
"	8,400	45,500	"	30,700	182,300	1	7
"			"	31,600	213,900	1	8
Adicionales	8,400		Adicionales	32,600		1	

PROPOSICION DE ANDENES PARA CARGA Y DESCARGA

Edificio destinado a:		Número de andenes requeridos
Fábricas, mercados, comercios, almacenes, hospitales, exhibición de mercancías. (m ² de superficie bruta)	Oficinas y hoteles (m ² de superficie bruta)	
Hasta 2,000	Hasta 10,000	1
.. 5,000	.. 15,000	2
.. 10,000	.. 30,000	3
.. 15,000	.. 60,000	4
.. 20,000	.. 90,000	5
.. 30,000	.. 120,000	6
.. 40,000	.. 150,000	7
.. 50,000	.. 180,000	8
Por cada 10,000 adic.	Por cada 30,000 adic.	1

BIBLIOGRAFIA

Cal y Mayor Rafael, "Estacionamientos", México.

Cal y Mayor Rafael, "Ruedas para la Salud" Dirección de Ingeniería de Tránsito y Transportes, Departamento del Distrito Federal, México.

Cal y Mayor Rafael, Ingeniería de Tránsito, México.

COMETRAVI, "Plan Metropolitano de Protección al Peatón", México, 1995.

Dyckey W. Jhon, Manual de Transporte Urbano, Madrid, España, 1977.

Fruin J. John . "Pedestrian Planning and Design" Nueva York, Estados Unidos.

Guerra Solalinde Héctor, "Facilidades para Peatones y Bicicletas en Áreas Urbanas, XIII Congreso de Ingeniería de Tránsito, Durango, México, 1976.

Institute of de Traffic Engineers, "Pedestrian Malls", Estados Unidos.

Valdés Antonio, "Ingeniería de Tráfico", Madrid, España.

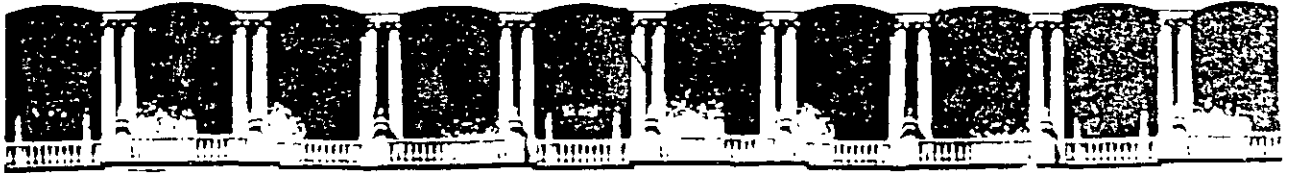
Valero Calvete Javier, "Transporte Urbano".

"Plan Ciclistas Tempe" , Arizona, Estados Unidos.

"Planning, Design and Implementation", Maudep Toronto, Canada.

"Transportation Engineering and Planning", C.S. , Papacostas y P.D. Prevedouros, V.Hawaii, Estados Unidos, 1993.

Zonas Reservées aux Pietons aux Centre des Villes, Barcelona, España.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRÁNSITO

**TEMA: ESTRATEGIAS PARA MITIGAR LA
CONGESTIÓN URBANA**

COORDINADOR GENERAL: ING. ROMAN VÁZQUEZ BERBER

COORDINADOR DEL MODULO IV: DR. GUIDO RADELAT E..

EXPOSITOR: ING. JUAN MANUEL MORALES ORTIZ

PRIMAVERA 1997

Estrategias Para Mitigar la Congestión Urbana

Diplomado Internacional de Transporte
Módulo IV - Ingeniería de Tránsito

2 al 14 de junio de 1997
Palacio de Minería
Mexico, D.F

Expositor:
Ing. Juan Manuel Morales Ortiz
Presidente
J.M. Morales & Asociados
11320 Dockside Circle
Reston, Virginia, USA 20191
Tel: 1-703-648-8691
Fax: 1-703-648-8692
e-mail: jmassoc@aol.com

¿Cuándo ocurre la congestión urbana?

Demanda > Capacidad

Desarrollo de un Programa Coordinado para Mitigar la Congestión Urbana

- No existe una solución única
- Es un problema de la comunidad
- Estrategias
 - Aumentar la capacidad
 - Controlar la demanda
 - Manejar el uso de terrenos y el desarrollo urbano
 - Manejar el sistema institucional
 - Un compromiso del pueblo
 - Paciencia

Ingredientes de un Programa Exitoso Para Aliviar la Congestión

- **Campaña Agresiva de Información Pública**
- **Decir lo Que el Ciudadano Promedio Ganaría**
- **Darle al Público la Oportunidad de Participar en las Decisiones a Tomarse (Vistas Públicas)**
- **Tener el Apoyo del Sector Privado**
- **Buscar el Apoyo de la Prensa**
- **Desarrollar un Programa que sea Políticamente Aceptable**
- **Concepto de la Caja de Herramientas**

Aliviar La congestión

- Proveer Más Capacidad
- Manejar/Controlar la Demanda

Aprovechando lo que se Tiene

Autopistas y Expresos

1. Detección de Incidentes y Sistemas de Vigilancia
 2. Sistemas de Información al Conductor
 3. Carriles Adicionales sin Ensanchar la Carretera
 4. Carriles de Alta Ocupación (HOV)
 5. Tecnologías del Futuro (ITS)
-

Autopistas

Detección de Incidentes y Sistemas de Vigilancia

- Vigilancia Electrónica
- Televisión de Circuito Cerrado
- Vigilancia Aérea
- Sistemas de Llamadas (“Call Boxes” y Celulares)
- Policía y Servicio de Patrullas

Congestión
Periódica = (25-40%)

vs.

No-Periódica (60-75%)

Factores que Disminuyen la Capacidad de una Autopista

(Congestión Periódica)

- Terminar un Carril
- Curvatura Horizontal
- Diseño de Rampas
- Secciones de Entrecruce (“Weaving”)
- Curvatura Vertical
- Control de Tránsito Deficiente (Letreros e Información al Conductor)

Factores Que Contribuyen a la Congestión No-Periódica

- Accidentes
- Vehículos Dañados
- Cargas Derramadas
- Presencia de Vehículos de Emergencia
- Vehículos ó Personas en el Paseo

Factores Que Afectan las Demoras en Autopistas Debido a Incidentes

- Capacidad
- Demanda
- La Razón de Flujo del Cuello de Botella
- Tiempo de Detección
- Tiempo de Respuesta
- Tiempo de Limpieza

Respondiendo al Incidente

- El Equipo de Respuesta (¿Quién Está a Cargo?)
- Contratos con Equipo de Remolque
- Manual de Incidentes de Autopistas (Quien Hace Que Cuando)
- Desvíos Preplanificados
- Uso de Luces Intermitentes por la Policía
- Equipar a los Vehículos de Respuesta con Parachoques de Empuje
- Designar área Para Investigar Accidentes
- Campaña de Educación Pública (¿Puedo Mover mi Auto Antes de que Llegue la Policía?)

Autopistas

Sistemas de Información al Conductor

- Letreros Cambiables
- Radio & TV

Autopistas

Carriles de Alta Ocupación (HOV)

- HOV Exclusivo, R-O-W Separado
- HOV Exclusivo, en el R-O-W de la Autopista
- Carril Dedicado a Favor del Tránsito
- Carril Dedicado en Contra del Tránsito

Aprovechando lo que se Tiene

Calles y Arterias

1. Super Arterias
2. Mejoramiento de Semáforos
3. Sistemas Computerizados de Semáforos
4. Mejoras a Intersecciones
5. Prohibición de Virajes
6. Calles de un Sentido
7. Carriles Reversibles
8. Mejoras al Control de Tránsito
9. Manejo de Estacionamiento
10. Movida de Carga

Calles y Arterias**Super Arterias**

- Canalización
- Eliminación de Intersecciones
- Ensanche de Calles
- Carriles Reversibles
- Ensanche de Intersecciones
- Mejoras al Control de Tránsito
- Carriles de Virajes
- Prohibición de Estacionamiento
- Carriles de Viraje en Ambas Direcciones
- Mejoras al Alumbrado Público
- Prohibición de Virajes
- Bahía de Protección para Públicos y Autobuses
- Calles en Un Sentido
- ¿HOV?

Mejoramiento de Semáforos

- Mejoras al Equipo (inclusive detectores)
- Mejoras al Plan de Tiempo
- Semáforos Interconectados
- Eliminación de Semáforos
- Mantenimiento de Semáforos

Prohibición de Virajes

Considere:

- La Congestión y la Demora Causada por los Virajes
- El Número de Choques y Otros Accidentes
- Disponibilidad de Rutas Alternas
- ¿Cuán Factible son las Bahías de Viraje?
- Impacto al Sistema Total

Calles y Arterias**Calles de un Sentido****Beneficios:**

- Reducen la Demora en la Intersección
- Reducen el Tiempo de Travesía
- Permiten Virajes Desde Más de un Carril
- Acortan la Duración del Ciclo porque Simplifican El Plan de Programas del Semáforo
- Facilitan la Carga y Descarga de Vehículos Comerciales
- Mejoran la Seguridad al Mejorar el Cono de Visión del Conductor
- Proveen Más Área de Estacionamiento

Carriles Reversibles

Ventajas y Desventajas

- Inversión Mínima
 - Efectivos un Puentes y Túneles
 - Mejor Utilización de Todos los Carriles
 - Pueden Ser Problemáticos en los Puntos Terminales
-
- Susceptible a Violaciones
 - Pueden Causar Accidentes si Letreros y Otros Tipos de Información no Son Claros

Carriles Reversibles (cont.)

Considere:

- Existe Congestión
- La Hora de la Congestión
- Volúmenes Direccionales
- La Capacidad de los Puntos de Acceso

Mejoras al Control de Tránsito (Dispositivos de Tránsito)

Ventajas:

- Proveen Más y Mejor Información al Conductor
- Disminuyen el Nivel de Inseguridad
- Bajo Costo
- Beneficios Significativos Pero de Corto Plazo
- ¿Beneficios Visibles?

Manejo de Estacionamiento

Categorías:

- En la Calle
- Fuera de la Calle (Lotes y Garajes)
- En las Afueras
- El costo y sus implicaciones
- Cumplimiento
- Mercadeo

Manejo de Estacionamiento (cont.)

Factores

- ¿Cuál es el Propósito?
 - Aumentar la Capacidad?
 - Desalentar Viajes Solo (SOV)
 - Generar Ingresos

- ¿Existen Otros Modos de Transportación? (ej. Transporte Colectivo)
- Problemas con el Comercio Perdiendo Negocio
- Quejas de los Ciudadanos

Movida de Carga

- Manejo del Tránsito (Todos Tenemos un Trabajo Que Hacer)
- Provea áreas de Carga y Descarga y Vele por el Cumplimiento de Horas
- Reduzca las Barreras Físicas y Operacionales
- Induzca Cambios en las Horas de Carga y Descarga (ej. Entregas Nocturnas)
- Cambie las Reglas (ej. Prohiba Camiones en la Hora Pico)
- Trabaje con los Dueños de Comercio, Trabajadores, Compañías de Entrega

Facilidades Nuevas

1. Añadiendo Capacidad
 - 2 Proveyendo Transportación Colectiva
-

Facilidades Nuevas

Añadiendo Capacidad

- Carreteras Nuevas
- Alto Costo

Añadiendo Capacidad (cont.)

- Reconstrucción (cont.)
 - Manejo del Tránsito Durante la Reconstrucción
 - Disponibilidad de Rutas Alternas
 - ¿Trabajo Nocturno?
- Ensanche de Calles
 - Disminuir el Ancho de los Carriles
 - Afecta el Comportamiento y la Percepción de los Conductores
- Añadir Carriles
 - Por Supuesto, Aumenta la Capacidad
 - Puede Ser Una Solución de Corto Plazo
 - Puede Perjudicar Otros Programas de Control de Demanda (TDM)

Facilidades Nuevas

Añadiendo Capacidad (cont.)

- Eliminación de Intersecciones
 - Costoso pero Efectivo
 - Convencional (“Diamond Interchanges”)
 - Viaductos (“Flyovers”)

Cumplimiento

- Educación
 - Antes de la Implementación
 - Cuales son los Beneficios
- Describa Exactamente y Claramente Como los Programas Nuevos Funcionan
- Aumente la Vigilancia y el Número de “Oficiales” de Cumplimiento en las Etapas Iniciales
- Establezca un Sistema de Multas
- Establezca Un Sistema Para Que Ciudadanos Reporten a los Violadores

Factores Esenciales en el Cumplimiento

- El Cumplimiento es Crítico
- El Cumplimiento Tiene que ser Visible
- Si Posible, Diseñe Para Cumplimiento Propio (“Self Enforcement”)
 - Utilice Bordillos y Canalización
 - Anuncios Públicos (Radio y TV)
- Sistema de Multas Adecuado
- Programa de Relaciones Públicas
 - Envuelva a la Policía y a los Ciudadanos Desde el Principio
 - Asegúrese de que Todos Entienden la Ley

Manejo de Demanda

Transportation Demand Management (TDM)

- Enfoque Actual y Futuro (ISTEA)
- Un Programa de manejo de Demanda debe Incluir:
 - Más de un Modo de Transporte y Más de un Servicio
 - Incentivos Para Inducir al Conductor a No Manejar por si Solo
- Un Programa de Manejo de Crecimiento
- Balance Entre Capacidad y Demanda
- Un Mecanismo de Implementación (ej. Ley)

Manejo de Demanda

Transportation Demand Management (TDM)

- El manejo de Demanda Enfoca en:
 - Evitar la Congestión en el Futuro
 - Mitigar la Congestión Actual

Evitando la Congestión en el Futuro

1. Manejo del Crecimiento
 2. Sistemas de Precio
 3. Zonas de Restricción de Vehículos
 4. Diseñando para Minimizar el Tránsito
 5. Acuerdos para Controlar la Demanda
-

Evitando la Congestión en el Futuro
Manejo del Crecimiento

- La Necesidad de Una Política Pública Para Controlar:
 - La Localización del Desarrollo
 - El Patrón Geográfico
 - La Densidad
 - La Razón y la Calidad del Desarrollo
- Conceptos de Generación de Viajes
- Puede Incluir Control en
 - Vivienda
 - Desarrollo Económico
 - Espacios Libres ó Abiertos
 - Planificación

Evitando la Congestión en el Futuro
Sistemas de Costeo

- Cobrarle al Usuario por Usar Una Carretera
- Reacción del Usuario:
 - Aceptar y Pagar
 - Usar Otro Modo de Transporte
 - Usar Rutas Alternas
 - No Hacer el Viaje

Evitando la Congestión en el Futuro
Sistemas de Costeo (cont.)

- ¿Más Impuestos?
- El Peaje es un Sistema de Costeo
 - Variación de Hora Pico y No Pico
- Tecnología AVI
- Establecer un Sistema Para Administrar los Ingresos
- Barreras Políticas: Difícil de Establecer

Evitando la Congestión en el Futuro
Zonas de Restricción de Vehículos

- Una Zona Donde Viajar en Auto Está
 - Regulado
 - Controlado
 - Limitado
 - Usos Típicos
 - Preservar la Vitalidad de Un Centro Urbano
-
- Mejorar la Calidad Ambiental
 - Fomentar el Uso de Otros Modos de Transporte

Evitando la Congestión en el Futuro
Diseñando para Minimizar el Tránsito

- ¿Por Qué se Guía Solo?
 - Ir al Trabajo
 - Ir de Compras
 - Hacer Mandados
- El Concepto de Vecindarios “Nuevo-Tradicionales”
 - Disminuyen la Velocidad
 - Con el Peatón en Mente
 - Invitan a Caminar
 - Desalientan el Manejar
 - Los Estándares de Diseño Pueden ser una Barrera

Evitando la Congestión en el Futuro

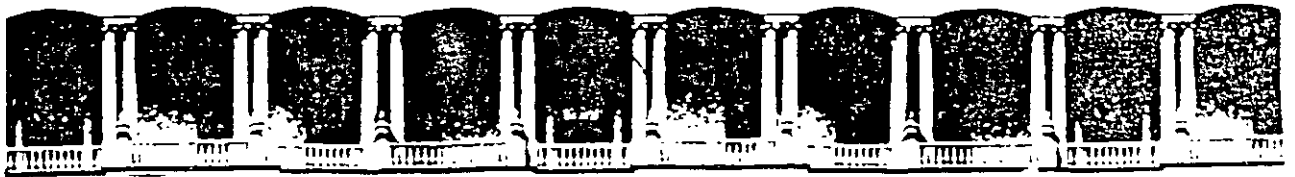
Acuerdos para Controlar la Demanda

- El Gobierno Municipal Obliga al Sector Privado a Participar en la Mitigación de Tránsito como una **CONDICION** para que se le Apruebe un Proyecto
- Hay que Establecer una Meta
 - Nivel Mínimo de Participación en Programas de Compartir Vehículos
 - Estipular Cuantos Viajes Hay que Eliminar

Manejo de Demanda

Mitigando la Congestión Actual

1. Compartir Vehículos
2. Horas de Trabajo Alternas
3. Ordenanzas (Leyes) Para Eliminar Viajes



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRÁNSITO

TEMA: FUNDAMENTOS DE CAPACIDAD VIAL

COORDINADOR GENERAL: ING. ROMAN VÁZQUEZ BERBER

COORDINADOR DEL MODULO IV: DR. GUIDO RADELAT E..

**EXPOSITOR: DE. GUIDO RADELAT E.
PRIMAVERA 1997**



4. FUNDAMENTOS DE CAPACIDAD VIAL

Por Guido Radelat Egües

CONCEPTOS DE VOLUMEN MAXIMO Y CAPACIDAD

Génesis del concepto de capacidad vial

Durante los años treinta y cuarenta, cuando la ingeniería de tránsito llegaba a la mayoría de edad, hubo gran inquietud por cuantificar el diseño de las vías con respecto al tránsito que iban a servir, y de cierto modo, convertir el arte de la ingeniería de tránsito en una verdadera técnica. La demanda de tránsito, expresada en volumen, debía satisfacerse con una oferta de tránsito expresada también en volumen, que se llamaría *capacidad vial*. Entonces sería posible diseñar los elementos geométricos y de regulación de la circulación a fin de proporcionar una capacidad, en vehículos por hora, superior a los vehículos por hora que se estimara pasarían por la vía en el año de diseño.

Existían diversos procedimientos teóricos que estimaban la capacidad vial basados en principios racionales, pero el fenómeno comprendía tantas variables desconocidas (especialmente en lo tocante a las reacciones humana) que se pensó que lo más práctico sería elaborar un procedimiento basado mayormente en datos tomados en el terreno que establecieran relaciones empíricas entre las características del tránsito y de las vías, y la capacidad de éstas. En los Estados Unidos, la tarea de crear ese procedimiento fue acometida por el "Bureau of Public Roads" (que hoy se llama "Federal Highway Administration") y fue dirigida por el ingeniero Olav Koch Normann. El fruto de esa labor fue el primer "Manual de Capacidad Vial" ("Highway Capacity Manual") norteamericano¹ que vio la luz en 1950. Su precio: un dólar.

El manual estableció tres tipos de capacidades viales, pero la que perduró, con pocos cambios, fue la llamada "capacidad práctica", que definió como "número máximo de vehículos que pueden pasar por un punto dado de un carril o calzada durante una hora, en condiciones imperantes de vía y tránsito"². Es decir, que es el volumen horario máximo que puede pasar durante una hora, aunque puede ser que en algunos periodos menores que la hora el volumen horario posible sea menor.

El Manual fue un éxito de librería y se tradujo a los principales idiomas del mundo inclusive el castellano. Luego, en 1965 la "Highway Research Board" de los Estados Unidos (que hoy se llama "Transportation Research Board"), con el apoyo del "Bureau of Public Road", preparó una segunda edición del Manual de Capacidad Vial. Veinte años después, en 1985, la "Transportation Research Board" editó la tercera edición, y en 1994 publicó una actualización de ocho capítulos de la misma³.

¹ Estados Unidos, Bureau of Public Roads. *Highway Capacity Manual* (Washington, DC: Superintendent of Documents, 1950), 147 p.

² *Ibid.*, 6.

³ *Highway capacity manual, Special Report 209* de la Transportation Research Board, 3a Ed., actualización de 1994 (Washington, DC: TRB, 1984).

Uno de los cambios más importantes que se hicieron en las últimas ediciones fue adoptar solamente un valor de capacidad, que correspondió aproximadamente a la "capacidad práctica" de la edición de 1950 y que se llamó "capacidad" a secas. "La capacidad vial se define ahora como "el máximo volumen horario de personas o vehículos que razonablemente se pueda esperar pasen por un punto o tramo uniforme de un carril o calzada durante un periodo de tiempo dado en condiciones imperantes de vía, tránsito y control"⁴. Sigue siendo el volumen que pasa por un punto, esto es, por un punto aislado o por cualquier punto de un tramo uniforme.

La diferencia con la definición de 1950 es que aunque la capacidad se exprese en vehículos por hora, la demanda se divide entre el factor de pico horario, a fin de estimar el volumen en la fracción de la hora pico de máxima demanda. La fracción que se utiliza es un periodo de 15 minutos y como se recordará, este factor se calcula dividiendo el volumen horario medido en una hora entre el volumen horario medido en el periodo de 15 minutos de mayor demanda. De esta forma el factor es igual o menor que la unidad y al dividir la demanda en una hora entre él, generalmente se agranda la demanda. Todo esto es equivalente a aplicar la capacidad solamente al cuarto de hora de mayor demanda.

Volumen máximo teórico por un carril

Según se vio en el Tema 3 el volumen es el inverso del el intervalo medio entre vehículos, de modo que el volumen máximo en un carril (o calzada) ocurrirá cuando el intervalo medio sea mínimo. Para que esto suceda se deben cumplir las siguientes condiciones:

1. Los vehículos deben circular formando un pelotón de manera que haya siempre intervalos de seguimiento entre ellos.
2. La velocidad de los vehículos debe ser máxima para que los intervalos de seguimiento sean mínimos. En efecto, como el intervalo es la suma del paso del vehículo y la brecha con el vehículo que sigue, a mayor velocidad corresponderá un paso menor, mientras que brecha, por su parte, no cambia mucho con la velocidad como se mostró en el Tema 3.

Ningún conductor de vehículo que sea miembro de un pelotón desea ir a una velocidad menor que el cabeza de pelotón, pues de lo contrario iría detrás del pelotón, alejándose cada vez más de él, sólo o formando parte de un pelotón más lento. Por lo tanto, la velocidad del pelotón estará gobernada en gran medida por la velocidad de su cabeza.

↳ **EJEMPLO:** Supóngase que un grupo de automóviles, todos de 5.0 metros de longitud, circulan en un pelotón. Supóngase también que la brecha entre ellos es fija y tiene un valor de 1.3 segundos. Se desea saber cuál sería el volumen máximo teórico que pudiera circular si el pelotón se prolongara indefinidamente y se desplazase a velocidades comprendidas entre 5 y 70 km por hora.

⁴ Ibid., 1-3, 1-4.

Tabla 4-1
Relación entre la velocidad de un pelotón de automóviles de 5 m de largo
y el volumen teórico que generan

Velocidad (km-h)	Brecha media (s)	Paso (s)	Intervalo (s)	Volumen máximo (v/h)
5	1.3	3.60	4.90	735
10	1.3	1.80	3.10	1165
15	1.3	1.20	2.50	1440
20	1.3	0.90	2.20	1636
25	1.3	0.72	2.02	1782
30	1.3	0.60	1.90	1895
35	1.3	0.51	1.81	1984
40	1.3	0.45	1.75	2057
45	1.3	0.40	1.70	2117
50	1.3	0.36	1.66	2168
55	1.3	0.33	1.63	2208
60	1.3	0.30	1.60	2250
70	1.3	0.26	1.56	2308

El volumen máximo teórico se halla dividiendo el número de segundos de una hora entre la suma del paso y la brecha. El paso es el cociente entre la longitud del vehículo y su velocidad. Si la longitud del vehículo es de 5 m, la brecha de 1.3 s, y la velocidad del vehículo se expresa en km/h, el volumen máximo teórico estará dado por la siguiente expresión

$$\text{Volumen máximo teórico} = \frac{3,600}{\frac{18}{\text{velocidad}} + 1.3} \quad 4.1$$

La Tabla 4-1 presenta los volúmenes máximos teóricos para velocidades entre 5 y 70 km/h calculados con la Ecuación 4.1. Recuérdese que esos volúmenes corresponden a un pelotón en que todos los vehículos son automóviles de 5 m, que se siguen unos a otros con una brecha intervehicular constante de 1.3 s y que los volúmenes se mantienen mientras el pelotón está pasando por el punto de observación. No obstante, la brecha media parece que aumenta con la velocidad a partir de 70 km/h.

El volumen máximo teórico difiere del volumen máximo real en que la longitud, velocidad y brecha de los vehículos se suponen constantes mientras que en el real no lo son. También la capacidad es distinta al volumen máximo real. Este se mide durante el tiempo en que pasa un pelotón por un punto de la vía, en las condiciones que ocurren en el momento de medirlo, que pueden ser extremas. La capacidad, en cambio, se mide durante un período fijo (tal como 15 minutos), en el que pasan pelotones, claros entre pelotones ; vehículos aislados, en *condiciones imperantes*, no extremas.

Como es de esperar, los volúmenes máximos teóricos del ejemplo pueden ser mucho mayores que las capacidades que existen en el mundo real. Hemos observado⁵, sin

⁵ Guido Radelat, "Estudio sobre velocidad de corrientes vehiculares continuas y capacidad de vías", en las *Memoria del VI Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte, Tomo II* (Popayán, Colombia: Universidad del Cauca, 1990), 64

embargo, volúmenes en autopistas de alrededor de 2,200 v/h/carril, circulando a unos 70 km/h, para lo que la Ecuación 4.1 daría 2308 v/h/carril. En carreteras de dos carriles la diferencia es más grande, pues a una velocidad de aproximadamente 40 km/h estimamos en el terreno⁶ una capacidad de alrededor de 3,000 automóviles/h en los dos sentidos, es decir en dos carriles, para los que la Ecuación 4.1 indicaría 4,222 autos/h. La razón principal de la discrepancia es que en la vida real casi nunca sucede que todos los vehículos circulen formando un solo pelotón durante, digamos, 15 minutos, sino que suelen ocurrir claros entre pelotones debido a las diferencias entre las velocidades de los cabezas de cada pelotón y también las de vehículos aislados. Los claros tienden a llenarse más fácilmente en las autopistas donde las brechas que se aceptan para adelantar son del orden de los 5 s y no suele haber restricciones por falta de visibilidad. En cambio, en carreteras de dos carriles, donde las brechas para adelantar son tres veces mayores y los adelantamientos están limitados por las distancias visibles, los claros entre pelotones son mucho más difíciles de llenar.

En vías de circulación discontinua, como las arterias urbanas, las capacidades son aun menores, pues sólo se puede circular cuando el semáforo está en verde, existen los tiempos perdidos por arranque de cola y por despeje, y hay innumerables impedimentos al tránsito.

Congestión

Hemos dicho que la congestión de tránsito ocurre cuando la demanda de tránsito es superior a la capacidad de la vía, lo que es cierto. Ahora, hablando con más propiedad podemos decir que la congestión se desencadena no solamente cuando se excede la capacidad sino también cuando *se rebasa el volumen máximo que puede circular por la vía en un momento dado*. Veamos el siguiente ejemplo.

↳ **EJEMPLO.** Supóngase ahora que un pelotón con las mismas características del pelotón del ejemplo anterior va por un carril de una carretera de dos carriles, en una zona donde no hay visibilidad para adelantar y nadie adelanta. El cabeza de pelotón avanza a 70 km/h y todos los demás lo siguen a su misma velocidad, de manera que la corriente vehicular circula a razón 2,308 v/h, de acuerdo con la Tabla 4-1. Supóngase ahora que (1) los vehículos llegan a una curva tan cerrada que limita la velocidad a 50 km/h, o bien (2) que de la entrada de una finca entra en la vía un conductor anciano en un camión muy viejo que se coloca delante del cabeza de pelotón y no desarrolla más que 50 km/h. En un caso u otro, según la Tabla 4-1 a esa velocidad no pueden circular más de 2,168 v/h, pero siguen llegando vehículos a razón de 2,308 v/h, es decir 186 v/h más de lo que puede evacuar la vía. En esas circunstancias los vehículos van reduciendo su velocidad aun a menos de 50 km/h para mantener su brecha. Si el pelotón es corto, las reducciones de velocidad no serán demasiado drásticas, y cuando la perturbación llega al final del pelotón éste se habrá adaptado a la nueva situación aumentando su densidad y prosiguiendo a 50 km/h.

Si por el contrario, el pelotón es largo, las reducciones de velocidad harán disminuir más el volumen máximo que puede circular, agravando la situación, al extremo que los vehículos empiezan a detenerse y se produce una onda perturbadora de vehículos

⁶ Ibid., 64

deteniéndose que avanza corriente arriba. ¿Hasta dónde? Hasta que llega al final del pelotón y se disipa en el claro entre pelotones, si éste es bastante largo.

A partir de la detención del primer vehículo, los vehículos avanzan a velocidades llamadas de *descarga de cola*, similares a las de los vehículos que entran en una intersección semaforizada cuando el semáforo exhibe la indicación verde. Como puede observarse en la Tabla 3-3 los intervalos entre vehículos cuando arrancan son inicialmente del orden de los 3 segundos, que corresponden a un volumen máximo de unos 1,000 v/h de acuerdo a la Tabla 4-1, pero luego se van reduciendo.

El ejemplo es más dramático de lo que sucede en la realidad, pues intenta poner de relieve lo siguiente:

1. La congestión puede originarse aun cuando la demanda de tránsito sea menor que la capacidad de la vía, pues basta que en algún momento la demanda supere al volumen máximo posible para que se desencadene la congestión que puede durar poco o mucho según las circunstancias
2. La congestión puede ocurrir por una disminución en el volumen máximo posible motivado por las características de la vía (caso 1 del ejemplo), pero también por las características del tránsito (caso 2 del ejemplo), del medio ambiente (si empieza a llover), etc. Desde luego, que para que haya congestión, la demanda de tránsito tiene que alcanzar ciertos niveles, pero la congestión se va a manifestar donde y cuando haya una *reducción* en el volumen máximo posible.
3. Cuando hay una reducción momentánea en el volumen máximo posible que causa una detención en la corriente vehicular, esta anomalía reduce aun más ese volumen posible pues se crean colas que deberán descargarse lentamente. Esto es lo que llaman algunos investigadores "el fenómeno de las dos capacidades".
4. Una vez que se manifiesta la congestión, el punto o tramo de la vía donde el volumen máximo posible es mínimo no es fijo, sino que se desplaza a lo largo de ella, y para estudiar la congestión a veces es preciso examinar una porción substancial de un sistema vial, no solamente un punto o tramo uniforme.

CONCEPTO Y DEFINICIONES DE NIVEL DE SERVICIO

Génesis del nivel de servicio

La segunda edición del manual de capacidad norteamericano y las siguientes no se dedicaron solamente a orientar el diseño vial, sino que ampliaron su campo de aplicación a las actividades de planeamiento y análisis de circulación. De acuerdo con sus nuevos objetivos fue necesario determinar no solamente cuántos vehículos podían circular por una vía sino también cuál sería la calidad del servicio que la vía podría brindar a sus usuarios. Eso fue lo que se llamó *nivel de servicio*.

La última edición de ese manual define nivel de servicio como:

Medida cualitativa que describe las condiciones de circulación en una corriente vehicular, caracterizada generalmente por ciertos parámetros tales como velocidad y tiempo de recorrido, libertad para maniobrar, interrupciones de la circulación, comodidad y seguridad⁷.

Los niveles de servicio se designan con letras que van de la A (circulación óptima) a F (circulación pésima). Las otras letras representan condiciones intermedias. Frecuentemente el nivel E designa el final del flujo forzado, cuando se alcanza la capacidad, y el F el flujo congestionado cuando la circulación suele ser intermitente. Los niveles C y D se utilizan mucho como pautas para el diseño vial.

Ha habido gran disparidad de criterios en la selección de los parámetros que determinan los niveles de servicio. Tradicionalmente el ingeniero de tránsito prefería usar parámetros como el volumen, que él medía y conocía con frecuencia. Muchos de esos ingenieros utilizaban la relación volumen/capacidad como parámetro preferente. El usuario de la vía, por el contrario, prefiere referirse a un parámetro que él pueda percibir como tiempo de recorrido, demoras, frecuencia de las paradas, etc. Todos esos parámetros son cuantificables, pero también influyen en el nivel de servicio percibido por el usuario de la vía otros aspectos de ella que son tan difíciles de cuantificar, que se denominan "intangibles". Entre ellos se encuentran las condiciones estéticas de la vía y su entorno, los servicios que ofrece al usuario y la inseguridad que pueda provocar la delincuencia.

La velocidad se usó mucho en la segunda edición del manual norteamericano, pero últimamente no se utiliza en vías rápidas, porque es poco sensitiva a los cambios de volúmenes, quizás porque los conductores modernos estén más acostumbrados a mantener altas velocidades a altas densidades. Esto nos lleva a abordar de nuevo el tema de la relación entre los parámetros macroscópicos de las corrientes vehiculares, de los que se habló en el Tema 3.

El modelo de Greenshields

En el lejano año de 1934, Greenshields publicó un trabajo⁸ donde describe un modelo que relaciona matemáticamente los parámetros macroscópicos del tránsito: volumen, velocidad y densidad. Mediante observaciones de campo estableció la siguiente relación lineal entre densidad y velocidad:

$$V = V_f - K\left(\frac{V_f}{K_0}\right) \quad 4.2$$

Donde: V = velocidad
 V_f = velocidad a flujo libre

⁷ Highway capacity manual, 3a Ed., actualización de 1994, A-3

⁸ Bruce D. Greenshields, "A study of traffic capacity", *Proceedings, Highway Research Board* (Washington, DC: Transportation Research Board, 1934), 448-477.

K = densidad

K_e = densidad estática (cuando la velocidad es cero)

Lo que Greenshields midió fue el volumen y la velocidad en una base de 26.8 m. Luego en virtud de la ecuación fundamental del tránsito estimo la densidad dividiendo volumen entre velocidad. Suponemos que esa densidad sería un estimativo de la densidad media en una base de para medir la velocidad y durante el periodo de observación.

Luego, utilizó de nuevo la ecuación fundamental del tránsito:

$$Q = KV \quad 4.3$$

donde : Q = volumen

y la Ecuación 4.2 para obtener la relación entre la densidad y el volumen:

$$Q = V_f \left(K - \frac{K^2}{K_e} \right) \quad 4.4$$

Por último, combinando las Ecuaciones 4.2 y 4.4 Greenshields derivó la relación entre el volumen y la velocidad:

$$V = \frac{V_f \pm \sqrt{V_f^2 - 4(V_f / K_e)Q}}{2} \quad 4.5$$

Las curvas que representan estas ecuaciones se muestran en la Figura 4-1.

Las curvas densidad-volumen y volumen-velocidad son parábolas, de modo que en la primera de ellas, la densidad a la que el volumen es máximo (densidad crítica), K_m , es la mitad de la densidad estática. En forma similar, en la curva volumen-velocidad la velocidad que corresponde al volumen máximo (velocidad crítica), V_m , es la mitad de la velocidad a flujo libre.

Examinando el trabajo de Greenshields a la luz de lo que se ha dicho en el Tema 3, se llega a la conclusión de que no usó un método muy riguroso y que sus resultados no son exactos. Después se han elaborado otros modelos más precisos, pero que tampoco son perfectos. El modelo de Greenshields representó un verdadero descubrimiento en su época, y ha resistido los embates del tiempo debido a su sencillez. Su utilidad es que ayuda a comprender claramente las formas de las relaciones entre los parámetros macroscópicos del tránsito.

Observaciones posteriores en el terreno han indicado que la relación entre la densidad y la velocidad no es lineal sino una curva de la forma que se presenta en la Figura 4-2. La forma de esta curva parece lógica pues arranca con una pendiente horizontal, lo que es de esperar, pues cuando hay dos o tres vehículos por kilómetro el efecto de la densidad es prácticamente

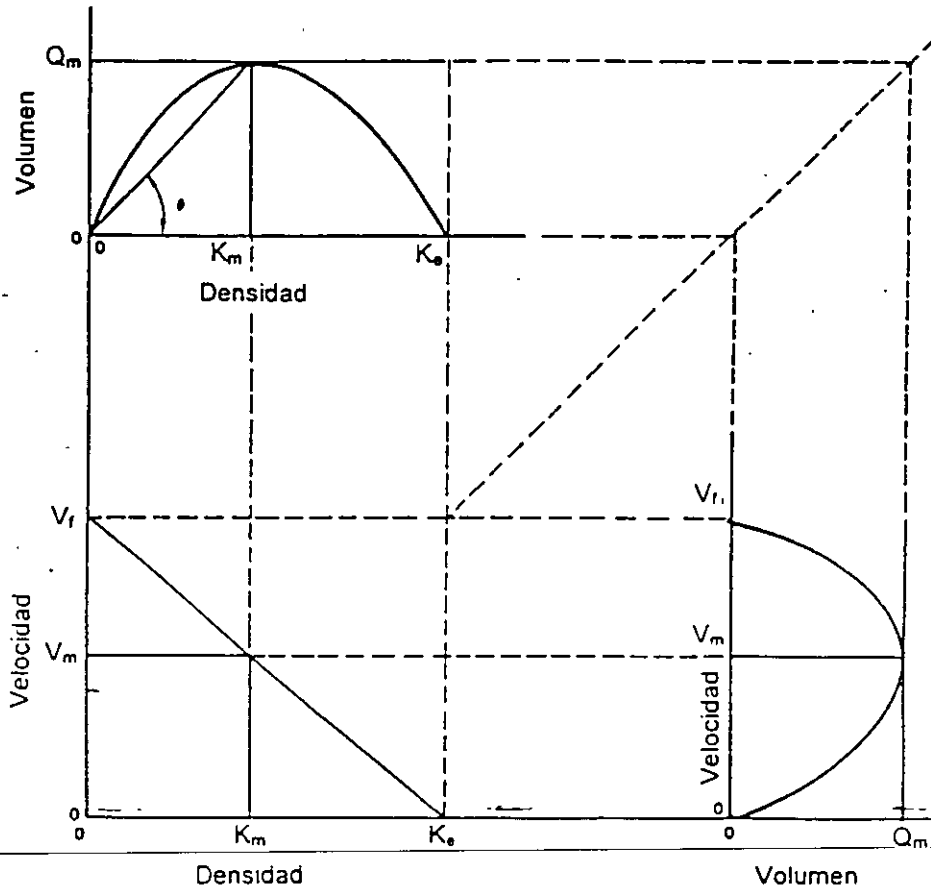


Figura 4-1 Representación gráfica de las ecuaciones del modelo de Greenshields.

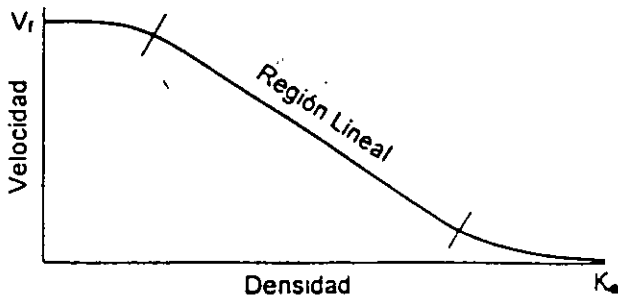


Figura 4-2 Forma de la curva densidad-velocidad según observaciones en el terreno.

nula. Al final, la velocidad disminuye muy suavemente hasta llegar a cero, lo que se explica porque en esa región la mayor parte de los vehículos están en pelotones (flujo forzado) y no es la densidad la que actúa sobre la velocidad, sino ésta sobre aquélla. Pequeñas reducciones en la velocidad pueden causar rápidamente congestión que inmovilice la corriente vehicular. Como la forma de las demás curvas dependen de la de la curva densidad-velocidad, al cambiar la forma de ésta cambiará la de aquéllas.

Un detalle interesante es que, como indican la curva generalizada de la Figura 3-17 y la curva volumen- velocidad de la Figura 4-1, a un aumento de volumen corresponde una disminución de la velocidad (realmente a partir de cierto umbral), pues al incrementarse la interacción vehicular se reduce la velocidad media. Es decir, que el volumen actúa como variable independiente y la velocidad como dependiente. Sin embargo, tal como sucede con la densidad, cuando se alcanza el régimen de flujo los papeles se invierten; es la velocidad la que gobierna al volumen.

EL MANUAL NORTEAMERICANO DE CAPACIDAD DE 1985 (ACTUALIZADO PARCIALMENTE EN 1994) Y SU PROCEDIMIENTO

Ya se ha presentado cómo define los conceptos de capacidad y niveles de servicio la última versión del manual de capacidad norteamericano. La Tabla 4.2 muestra los distintos parámetros que usa esta versión para determinar los niveles de servicio según el tipo de vía.

Tabla 4-2
Parámetros que determinan los niveles de servicio en el Manual de Capacidad Norteamericano de 1985, actualización de 1994

Tipo de vía	Parámetros
Autopistas	
Segmentos básicos	Densidad
Tramos de entrecruce	Velocidad media de recorrido
Ramales y sus empalmes	Volumen
Carreteras multicarriles	Densidad
	Velocidad a flujo libre
Carreteras de dos carriles	Porcentaje de duración de demora
	Velocidad media de recorrido
Intersecciones semaforizadas	Tiempo medio de detención
Intersecciones sin semáforos	Demora total media
Arterias	Velocidad media de recorrido
Transporte colectivo	Factor de carga
Peatones	Espacio peatonal

FUENTE: *Highway capacity manual, Special Report 209* de la Transportation Research Board, 3a. Ed., actualización de 1994 (Washington, DC: TRB, 1984), 1-5.

El volumen de servicio

La ecuación que relaciona el volumen con la velocidad hallada en forma empírica, constituyó la relación más importante en los primeros manuales de capacidad, pues la velocidad era el parámetro más utilizado para determinar el nivel de servicio, mientras que el volumen era el que designaba la capacidad. Como puede apreciarse en la Tabla 4-2, últimamente la velocidad ha perdido importancia como parámetro de nivel de servicio, pero continua siendo relevante la relación entre el volumen y el parámetro de nivel de servicio, cualquiera que sea éste, porque sirve para establecer los llamados *volúmenes de servicio*. El último manual de capacidad vial norteamericano define el volumen de servicio como:

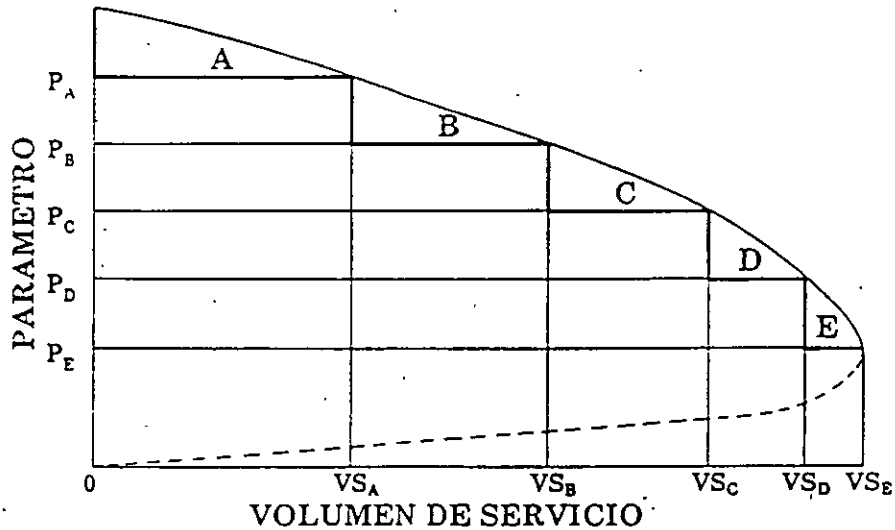


Figura 4-3 Curva generalizada de volumen contra el parámetro que lo define.

El máximo volumen horario de personas o vehículos que razonablemente se pueda esperar pasen por un punto o tramo uniforme de un carril o calzada durante un periodo de tiempo dado (generalmente 15 minutos) en condiciones imperantes de vía, tránsito y control dentro de un nivel de servicio especificado. Se expresan en vehículos por hora o vehículos por hora y por carril.⁹

El volumen de servicio constituye el límite superior del volumen que puede circular a un nivel de servicio para unas condiciones determinadas. La Figura 4-3 muestra una relación generalizada entre volumen de servicio y los valores límites del parámetro del nivel de servicio. Una vez establecidos los volúmenes de servicio y conocido o estimado el volumen de demanda, es posible determinar el nivel de servicio presente o futuro.

Procedimiento básico y su evolución

Tradicionalmente el manual de capacidad empieza por establecer un valor para la capacidad u otra variable análoga de una calzada, carril o grupo de carriles para condiciones consideradas como ideales, basado en observaciones de campo. Luego, ese valor se reduce mediante la aplicación de factores de corrección menores que la unidad que reflejan el grado en que las condiciones estudiadas se apartan de las ideales. El producto de esos factores por la capacidad ideal es la capacidad que ese estima para las condiciones estudiadas. Estos factores también se suelen aplicar a los volúmenes de servicio correspondientes a condiciones ideales, aunque a veces las condiciones a capacidad son tan particulares que exigirían la aplicación de factores distintos a los volúmenes de servicio. Conforme van apareciendo nuevas ediciones del manual, el procedimiento se va haciendo más complicado y más peculiar para el tipo de vía considerado, y se va apartando de las pautas primitivas que seguía el manual, por lo que ya es difícil generalizar.

⁹ Highway capacity manual, 3a Ed., actualización de 1994, A-4

La importancia de la capacidad ha ido disminuyendo y la de los niveles de servicio aumentando, de manera que las últimas ediciones son más bien manuales de nivel de servicio que de capacidad. Como ya se ha visto, la velocidad también ha perdido importancia como parámetro para definir el nivel de servicio pues últimamente se ha observado que la velocidad en vías rápidas (autopistas y carreteras multicarriles o autovías) no es muy sensitiva a los cambios de volumen excepto cuando estos alcanzan valores substanciales. En estas vías se considera que el régimen a flujo libre (y las altas velocidades que lleva aparejado) se mantiene, en condiciones ideales, hasta volúmenes de unos 1,400 autos/h/carril. De este modo si se usara la velocidad para determinar el nivel de servicio, el nivel A llegaría hasta un volumen de 1,400, y entonces habría que colocar cuatro niveles de servicio con un cambio de volumen de sólo 600 autos/h/carril. Como a velocidad constante la densidad aumenta aproximadamente en la misma proporción en que aumenta el volumen, se prefiere la densidad como parámetro del nivel de servicio en las vías rápidas. En cambio, en carreteras de dos carriles el régimen de flujo libre termina alrededor de los 1,000 autos/h/ en los dos sentidos, en condiciones ideales, y la capacidad para esas condiciones es de unos 3,000 autos/h, de modo que aquí la velocidad sí puede jugar un papel importante en la determinación del nivel de servicio.

El procedimiento básico de los manuales de capacidad norteamericanos suele contemplar tres niveles de aplicación:

1. *Análisis de circulación.* Es la aplicación que requiere mayor precisión y se basa en datos actuales sobre tránsito, vía y regulación. Si interesara conocer el nivel de una vía o parte de ella en condiciones presentes, lo mejor sería medir el parámetro correspondiente en el terreno y olvidarse de las relaciones que ofrece el manual, pero a veces se usa el manual para extrapolar a gran parte de una vía, valores de un parámetro de interés que sólo se han medido en una pequeña parte de ella.

La aplicación más útil del análisis de circulación es, sin embargo, cuando se quiere evaluar el efecto de una medida de corto alcance, tal como el cambio de la programación de un semáforo, la adición de un ramal de vuelta a derecha, o el aumento del radio de una curva en una carretera rural. También se puede medir una variable a lo largo de una vía con un vehículo en movimiento, tal como la velocidad a flujo libre, y utilizar el manual para inferir el nivel de servicio a partir de esa información y de otros datos aislados que se tengan.

2. *Diseño o proyecto.* Cuando se diseña una vía, o elementos permanentes de ella que requieran grandes inversiones, se debe garantizar que su utilidad va a durar bastante tiempo. Entonces es preciso predecir cuál va a ser la demanda de tránsito en el año para el que se proyecta a fin de satisfacer esa demanda razonablemente. El manual puede determinar algunos elementos de diseño directamente, tales como el número de carriles necesarios, y en otros casos estimar el nivel de servicio que brindaría el diseño propuesto, cuándo se alcanzare su capacidad, y sugerir en muchos casos, los cambios que deban hacerse al diseño para lograr los objetivos propuestos. La precisión de esta aplicación es intermedia debido a la incertidumbre que siempre existe en la predicción de la demanda de tránsito.

3. *Planeamiento.* Esta aplicación se hace generalmente cuando se empieza a planear una vía o un sistema vial y todavía no se conocen con exactitud todos los detalles necesarios. Por ejemplo, es posible que de la demanda de tránsito sólo se conozcan valores estimados del tránsito promedio diario. Por eso es la aplicación menos precisa. El manual norteamericano proporciona procedimientos de planeamiento que son menos complicados que los que se aplican para diseño o análisis de circulación, a fin de evitar el uso de refinamientos innecesarios en trabajos de planeamiento preliminar.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRÁNSITO

TEMA: CORRIENTES VEHICULARES

COORDINADOR GENERAL: ING. ROMAN VÁZQUEZ BERBER

COORDINADOR DEL MODULO IV: DR. GUIDO RADELAT E..

**EXPOSITOR: DE. GUIDO RADELAT E.
PRIMAVERA 1997**



3. CORRIENTES VEHICULARES

Por Guido Radelat Egües

Llamamos corriente vehicular al conjunto de vehículos que circulan por una calzada en una dirección y en el mismo sentido. Debido a las características de las vías modernas, a la reglamentación del tránsito y a los hábitos de los conductores, las corrientes vehiculares se suelen descomponer en filas de un vehículo de uno en fondo que se acomodan en los distintos carriles de la calzada, estén demarcados o no. Las corrientes de varias filas tienen características algo distintas a las de una fila.

Por las calzadas de un carril solamente pueden circular corrientes vehiculares de una fila, y la velocidad de los vehículos de delante limita a la de los que vienen detrás. En las calzadas de dos carriles con circulación en ambos sentidos puede haber dos corrientes vehiculares opuestas de una fila, pero los vehículos de delante no restringen tanto la velocidad de los de detrás, porque es posible que estos últimos efectúen maniobras de adelanto. Sin embargo, estas maniobras deberán realizarse "invadiendo" el carril destinado a la corriente en sentido contrario, lo cual sólo puede hacerse en determinadas oportunidades.

Cuando hay más de un carril destinado a una corriente vehicular, ésta puede descomponerse en filas y los vehículos que van con mayor rapidez adelantan más fácilmente los más lentos, pues sólo tendrán que cambiar de una fila a otra dentro de una misma corriente vehicular.

A diferencia de las corrientes de agua y otros fluidos, las corrientes vehiculares están constituidas por elementos discretos. Estos son los vehículos, cuyos movimientos dependen de sus características funcionales, de la interacción entre ellos, las restricciones que impone la vía, la regulación del tránsito y el medio ambiente, y también de las decisiones individuales de sus conductores. Todo esto introduce gran variabilidad en la circulación de las corrientes vehiculares y grandes dificultades en conocer sus propiedades. Sin embargo, existen ciertos parámetros que reflejan esas propiedades y cuya observación y medida sirven para establecer límites de esa variabilidad y predecir hasta cierto punto el funcionamiento de esas corrientes. De este modo, el ingeniero de tránsito puede tener una guía para elaborar y aplicar en forma racional remedios destinados a facilitar la circulación del tránsito.

PARAMETROS DE LAS CORRIENTES VEHICULARES

Como señalan McShane y Ross¹ pueden clasificarse los parámetros de las corrientes vehiculares en dos categorías generales: (1) *parámetros microscópicos* que caracterizan la interacción de vehículos individuales dentro de la corriente; y (2) *parámetros macroscópicos* que expresan las características de las corrientes vehiculares en conjunto.

¹ William McShane y Roger Roess, *Traffic Engineering* (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1992), 49.

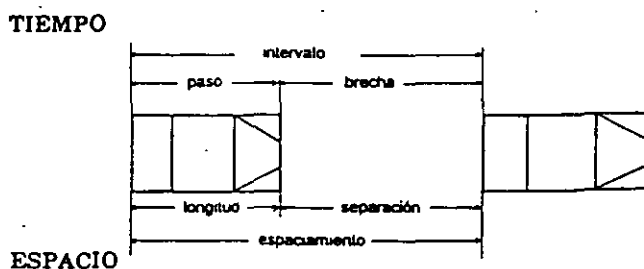


Figura 3-1 Representación gráfica de los parámetros microscópicos de las corrientes vehiculares.

Parámetros microscópicos

Existen dos tipos de estos parámetros, los *temporales* y los *espaciales*.

Entre los parámetros microscópicos temporales se encuentran los siguientes, a los que hemos dado las definiciones² que se expresan a continuación:

1. *Intervalo*: tiempo que transcurre entre el paso por un punto de una vía, del extremo trasero de un vehículo al paso del mismo extremo del que lo sigue.
2. *Brecha*: tiempo que media entre el paso por un punto de una vía del extremo trasero de un vehículo y el delantero del que lo sigue.
3. *Paso*: tiempo que tarda un vehículo en recorrer su propia longitud.

Se acostumbra a expresar estos parámetros en segundos y su relación es la siguiente:

$$\text{intervalo} = \text{brecha} + \text{paso}$$

A los parámetros temporales corresponden otros espaciales que definiremos en la forma siguiente:

1. *Espaciamiento*: distancia entre dos vehículos sucesivos que se mide del extremo trasero de un vehículo al mismo extremo del que lo sigue.
2. *Separación*: distancia entre el extremo trasero de un vehículo y el delantero del que lo sigue.
3. *Longitud*: distancia entre los extremos delantero y trasero de un vehículo.

Estos parámetros se expresan comúnmente en metros y están relacionados del modo que sigue:

$$\text{espaciamento} = \text{separación} + \text{longitud}$$

Generalmente intervalo, brecha, espaciamento y separación definen las relaciones entre un par de vehículos que van por el mismo carril, como se muestra en la Figura 3-1, y si un vehículo sigue a otro se acostumbra a asignarlos al vehículo de atrás, cuyo conductor puede controlarlos directamente. No obstante, estos parámetros se usan también para expresar relaciones entre vehículos que van por carriles distintos y aun entre dos vehículos que circulan

² Guido Radelat, "Estudio sobre velocidad de corrientes vehiculares continuas y capacidad de vías", en las *Memoria del VI Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte, Tomo II* (Popayan, Colombia: Universidad del Cauca, 1990), 54

en sentidos opuestos por corrientes vehiculares diferentes. Cuando se trata de vehículos que van en sentido contrario la velocidad a emplear sería la suma de las velocidades medias de los dos vehículos como se explica más adelante.

Si las unidades empleadas son metros, segundos y metros por segundo, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{intervalo} &= \frac{\text{espaciamiento}}{\text{velocidad}} & 3.1 \\ \text{brecha} &= \frac{\text{separación}}{\text{velocidad}} & 3.2 \\ \text{paso} &= \frac{\text{longitud}}{\text{velocidad}} & 3.3 \end{aligned}$$

Para que estas ecuaciones sean matemáticamente exactas, las distancias deben medirse en el momento en que pasa la parte trasera del segundo vehículo por el punto de referencia y la velocidad debe ser la media individual de la de ese vehículo mientras recorre, por el punto de referencia, su espaciamento o separación. A altas velocidades las diferencias entre intervalo y brecha son insignificantes, pero en estudios de capacidad y congestión, donde se analizan corrientes de baja velocidad, esas diferencias son importantes.

EJEMPLO: Supóngase que un automóvil de 4.5 m de longitud va detrás de otro de 5.0 m por una carretera de dos carriles en un tramo en que no hay visibilidad para adelantar. El conductor de atrás va a una velocidad constante de 100 km/h (27.8 m/s) y guarda una distancia de nueve cuerpos de vehículo con el vehículo que sigue por razones de seguridad y comodidad. Queremos calcular aproximadamente los parámetros microscópicos que relacionan esos vehículos en ese momento.

Como la longitud del vehículo de atrás es de 4.5 m, la separación entre los dos vehículos es de 40.5 m (4.5×9) y su espaciamento de 45 m ($40.5 + 4.5$). Ya que la velocidad del vehículo de atrás es de 27.8 m/s, el paso de ese vehículo es de 0.16 s ($4.5 \div 27.8$), la brecha intervehicular de 1.46 s ($40.5 \div 27.8$) y el intervalo de 1.62 s ($0.16 + 1.46$ ó $45 \div 27.8$). Como puede verse la brecha y el intervalo son prácticamente iguales.

Supóngase ahora que sobreviene un accidente corriente abajo y se obstruye temporalmente uno de los dos carriles de la carretera. Los vehículos avanzan penosamente a 10 km/h (2.8 m/s). A esa velocidad el conductor del vehículo de atrás estima que es seguro y cómodo guardar una distancia de seguimiento de un 80% de cuerpo de vehículo, es decir, una separación de 3.6 m. Ahora el espaciamento es de 8.1 m, el paso de 1.61 s, la brecha de 1.29 s y el intervalo de 2.90 s. En este caso el intervalo es más del doble de la brecha. Otro detalle interesante es que aunque la separación entre vehículos haya cambiado de 40.5 m a 3.6 m (reducción del 91%), la brecha sólo ha variado de 1.46 a 1.29 (reducción del 12%). Estos resultados son típicos aunque no sean reales.

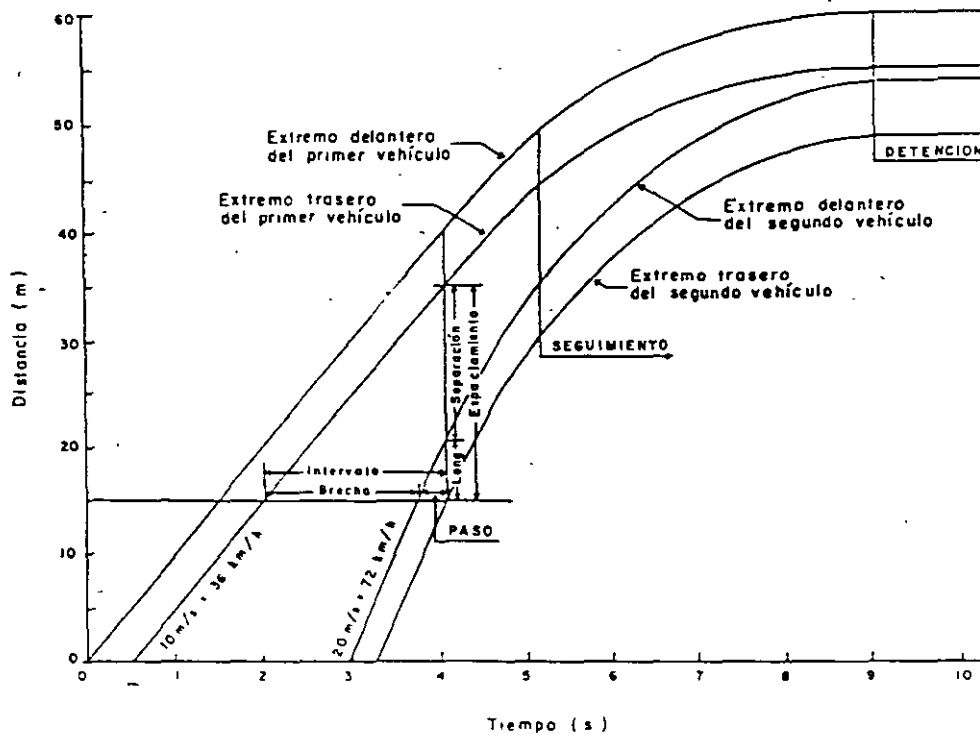


Figura 3-2 Trayectorias de dos vehículos—con respecto a coordenadas de tiempo y espacio

EJEMPLO: La Figura 3-2 ilustra las trayectorias de dos vehículos con respecto a coordenadas de tiempo y espacio, circulando por el mismo carril en un acceso a una intersección semaforzada y los parámetros microscópicos que relacionan esas trayectorias. El vehículo de delante (trayectoria de la izquierda) venía a una velocidad de 36 km/h (pendiente de la parte recta de la trayectoria) y decelera con deceleración media de unos 2 m/s^2 hasta que se detiene. El de detrás venía a mayor velocidad que el de delante (72 km/h) y su brecha con él va disminuyendo hasta el punto donde comienza su seguimiento, cuando las dos velocidades son casi iguales. A partir de ese punto, aunque la separación entre los dos vehículos sigue disminuyendo, la brecha permanece sensiblemente constante hasta que los dos vehículos se detienen. Entonces dejan de existir brecha, intervalo y paso, pero subsisten la separación entre los vehículos (poco más de un metro), el espaciamiento (como 5.5 m) y, desde luego, sus longitudes (cerca de 4.5 m cada uno). Aunque el caso que se presenta no es real, los valores de los distintos parámetros son comunes.

Parámetros macroscópicos

Los parámetros macroscópicos fundamentales de las corrientes vehiculares son el *volumen*, (número de vehículos que pasa por un punto de una vía en la unidad de tiempo), la *velocidad* (relación entre espacio recorrido y tiempo de recorrido) y la *densidad* (número de vehículos por unidad de longitud). De los dos primeros se ha hablado bastante y el último, al menos, se ha definido. Estos parámetros se miden por carril, por grupo de carriles, por calzada o por vía.

Relaciones entre los parámetros microscópicos y macroscópicos

Volumen e intervalo medio

Por definición, el volumen en vehículos por hora está dado por la expresión

$$Q = \frac{N}{T} \quad 3.4$$

donde. Q = Volumen (v/h).

T = Tiempo transcurrido (h)

N = Número de vehículos que pasaron por un punto de la vía durante el tiempo T .

Realmente el volumen es una media temporal medida en un punto durante el periodo T .

Por otra parte, el intervalo medio en segundos, durante el tiempo T se puede calcular dividiendo el tiempo transcurrido en segundos entre el número de vehículos que pasaron:

$$\bar{i} = \frac{3,600 \times T}{N} \quad 3.5$$

donde: \bar{i} = intervalo medio (s)

De las Ecuaciones 3.1 y 3.2 se obtiene.

$$Q = \frac{3,600}{\bar{i}} \quad 3.6$$

donde. Q = Volumen (v/h)

\bar{i} = intervalo medio (s)

Esto es una tautología pues, lógicamente, el número de segundos que existe en una hora dividido entre el intervalo medio tiene que ser el número de vehículos que pasaron en una hora. Se presenta simplemente para aclarar conceptos.

Hay un error insignificante en este cálculo, porque es de esperar que la mayoría de las veces todo el intervalo del primer vehículo no esté comprendido en el tiempo medido T, y, en cambio, esté incluido parte del intervalo del vehículo que viene después del último. Se espera que el tiempo añadido compense el tiempo omitido. Si el tiempo T se mide desde el paso de un vehículo (su extremo trasero) por un punto hasta el paso de otro vehículo, entonces no se está incluyendo el intervalo del primer vehículo y se incluye totalmente el intervalo del último. En este caso no existe error siempre que se divida entre T- 1, pues de otro modo se contaría un vehículo de más.

Densidad y espaciamiento medio

La densidad es, por definición:

$$K = \frac{N}{L} \quad 3.7$$

donde: K = densidad (v/km)

L = longitud del tramo de vía (o parte de ella) donde se ha medido la densidad (km)

N = número de vehículos existentes en el tramo *cuando* se mide la densidad

La densidad es, por lo tanto, una media espacial medida en un instante determinado.

El espaciamiento medio en metros, en el tramo *donde* se ha medido la densidad y *cuando* se midió, está dado por el cociente entre la longitud del tramo en metros y el número de vehículos existentes *entonces* en el mismo:

$$\bar{e} = \frac{1000 \times L}{N} \quad 3.8$$

donde \bar{e} = espaciamiento medio (m)

L = longitud del tramo (km)

N = número de vehículos en el tramo

De las ecuaciones 3.7 y 3.8 se obtiene.

$$K = \frac{1000}{\bar{e}} \quad 3.9$$

donde: K = densidad (v/km)

\bar{e} = espaciamiento medio (m)

Esta es otra tautología aclaratoria pues no hay duda de que el número de metros en un kilómetro dividido entre el espaciamiento medio entre vehículos en metros tiene que ser el número de vehículos por kilómetro. Este cálculo conlleva ciertos errores pequeños, similares a los que se mencionan en el cálculo del volumen

Como se ve, si se expresan estos parámetros en las mismas unidades:

1. El volumen es el inverso del intervalo medio.
2. La densidad es el inverso del espaciamiento medio.

La ecuación fundamental del tránsito

Existe una relación entre los parámetros macroscópicos de las corrientes vehiculares que se ha llamado *ecuación fundamental del tránsito* y que se expresa, en general, en la siguiente forma:

$$\text{volumen} = \text{velocidad} \times \text{densidad}$$

En corrientes vehiculares uniformes la ecuación se cumple matemáticamente como se expone en el siguiente ejemplo.

↳ **EJEMPLO:** Supóngase que por un carril de una vía todos los vehículos son del mismo largo, van exactamente a 72 km/h y a un espaciamiento constante de 200 metros, por lo que en cada kilómetro de carril hay siempre 5 vehículos (enteros o en dos porciones combinadas). Un observador parado en un punto de la vía verá pasar 72 kilómetros de vehículos en una hora y como hay 5 vehículos en cada kilómetro, pasarán por el punto del observador $5 \times 72 = 360$ vehículos por hora. Por lo tanto, no hay duda que en este caso:

$$\text{volumen (360 v/h)} = \text{velocidad (72 km/h)} \times \text{densidad (5 v/km)}$$

Cuando las corrientes vehiculares no son uniformes (como sucede en la realidad) la ecuación fundamental no suele ser exacta debido a la incompatibilidad de los valores del volumen y la densidad, pues el volumen debe medirse en un punto durante cierto periodo de tiempo y la densidad en un tramo de vía en un momento dado. En el ejemplo anterior, como velocidad y espaciamiento son constantes, el volumen también lo es, y conociéndolo se conoce el intervalo constante entre vehículos. Entonces multiplicando el intervalo por la velocidad y hallando su inverso se calcula la densidad que es la misma en cualquier instante y en cualquier tramo.

En cambio, si el espaciamiento entre vehículos no es constante, el volumen no lo será y, salvo en casos excepcionales, no se dispone de información suficiente para calcular exactamente la densidad en un tramo y en un instante determinado, aunque la velocidad de los vehículos sea constante. Para efectuar ese cálculo es preciso saber en qué momento entra cada vehículo en el tramo y en qué momento sale a fin de determinar los vehículos acumulados en el tramo a lo largo del tiempo. El volumen y la velocidad media no dicen nada sobre los momentos de entrada y salida.

Si se considerara que la longitud de los vehículos fuese infinitamente pequeña, tanto la densidad como el volumen podrían medirse en un punto y en un momento específico y la ecuación se cumpliría con exactitud matemática, pero esa densidad no tendría sentido.

Además, no puede ignorarse el largo de los vehículos porque esa variable juega precisamente un papel importante en la circulación de corrientes vehiculares.

De todo esto se desprende que, *en el mundo real*, derivar valores específicos de un parámetro macroscópico del tránsito en función de valores observados de los otros dos produce generalmente resultados inexactos y hasta disparatados. Lo que resulta más viable es utilizar la ecuación fundamental del tránsito en términos probabilísticos para estimar valores medios en función de otros valores medios que son resultado de cierto número de observaciones. Es preciso recordar que la velocidad media que se debe usar es la *espacial* y no la temporal, como mostró Wardrop³.

Banks⁴ demostró que si la velocidad de los vehículos es prácticamente independiente de los cambios momentáneos del volumen, la ecuación fundamental se puede utilizar para relacionar *valores medios* de los parámetros fundamentales del tránsito sin incurrir en grandes errores. Sin embargo, estos errores aumentan con la influencia del volumen sobre la velocidad, como sucede cuando la interacción vehicular es intensa, debido a las distorsiones que causa esa relación adicional.

Determinación de la densidad

Aunque en el Tema 2 se trató respectivamente de la medida de volúmenes y velocidades, no se dijo nada sobre cómo determinar la densidad. De eso se tratará brevemente ahora.

Determinación de la densidad en forma directa

Entre los métodos que se han usado para determinar directamente la densidad podemos citar los siguientes:

Observación por métodos fotográficos

Tradicionalmente se ha medido la densidad tomando fotografías, películas o videocasetes de vías o sistemas de vías desde aviones o helicópteros, lugares altos o aun a ras del terreno, y luego contando los vehículos que se encuentran en distintos tramos de vía, por calzada o por carril en las exposiciones hechas. Conociendo la longitud de los tramos se calcula la densidad en tramos específicos en el *momento* en que se hace la exposición. Ahora es posible hacer algo análogo desde satélites

Observación desde un vehículo en movimiento

En el Tema 2 se mencionó un método para medir volúmenes y densidades rápidamente desde un vehículo en movimiento por una arteria urbana. La densidad medida es el promedio durante el tiempo de recorrido en el tramo recorrido. El método se puede aplicar a cualquier

³J.G. Wardrop, "Some theoretical aspects of road traffic research", Road Paper No. 36 en *Proceedings of the Institution of Traffic Engineers*, 2 (Londres:ICE, 1952), 330

⁴James H. Banks, "Another look at a priori relationships among traffic flow characteristics", ponencia presentada a la LXXIV reunión anual de la Transportation Research Board, Washington, DC, 22-28 de enero de 1995, Paper No. 950110, 5.6

tipo de vía con circulación en ambos sentidos siempre que circulando en un sentido se puedan ver bien los vehículos que vienen en sentido contrario. Hay que tener en cuenta que los valores de la densidad calculados por este método son muy aproximados.

Inferencia de la densidad en función del volumen y la velocidad media

Frecuentemente se ha estimado la densidad utilizando la ecuación fundamental del tránsito (volumen = velocidad \times densidad), pero no hay que olvidar que este procedimiento puede introducir errores grandes. Se puede tratar de reducir esos errores buscando la mejor correspondencia posible entre los tres parámetros macroscópicos.

Por ejemplo, si se calcula la velocidad de los vehículos midiendo su tiempo de recorrido en una base, con cronómetro y enoscopios, durante un cierto periodo de tiempo, su media (espacial) representaría la velocidad media en la base y durante el periodo de observación. El volumen que correspondería mejor a esa media sería el que se midiera en el medio de la base durante el mismo periodo. Dividiendo el volumen en vehículos por hora entre la velocidad media espacial en kilómetros por hora se obtendría un valor aproximado de la densidad media, en vehículos por kilómetro, en la base y durante el periodo de observación.

↪ **EJEMPLO:** En una carretera de dos carriles se han medido los tiempos de recorrido de los vehículos que pasan por una base de 100 m, en un sentido, usando cronómetro y enoscopios, y se ha calculado la velocidad media espacial para periodos de 5 minutos. También se ha medido el volumen de tránsito en el medio del tramo en los mismos periodos de cinco minutos. Entonces, dividiendo el volumen entre la velocidad correspondiente, se ha estimado la densidad media en el carril observado y en cada periodo. Los resultados aparecen en la Tabla 3-1 y corresponden a datos reales⁵.

Es necesario advertir que los valores calculados de la densidad media son valores esperados estadísticamente y que tienen errores de inferencia. Esos errores en la densidad afectarán su relación con otros parámetros, tales como la velocidad, aparte de los problemas de la falta de independencia estadística que pudieran existir entre ellos. Si se utilizan los valores del volumen y la velocidad media

Tabla 3-1
Valores observados del volumen y la velocidad media espacial en un carril de una carretera de dos carriles y valores correspondientes calculados de la densidad

Periodo de tiempo	Número de vehículos observados	Volumen (v/h)	Velocidad media observada (km/h)	Densidad media calculada (v/km)
8 00-8 05	30	360	79.3	4.5
8 05-8 10	32	384	77.4	5.0
8 10-8 15	45	540	71.8	7.5
8 15-8 20	47	564	67.6	8.3
8 20-8 25	22	264	78.7	3.4
8 25-8 30	32	384	74.0	5.2
8 30-8 35	28	336	75.0	4.5
8 35-8 40	37	444	70.4	6.3
8 40-8 45	38	456	67.9	6.7
8 45-8 50	53	636	67.8	9.4
8 50-8 55	22	264	84.6	3.1
8 55-9 00	28	336	78.0	4.3
Total	414			
Promedio		414	74.0	5.6

⁵ La tabla se basa en datos inéditos tomados por las ingenieras Flor Angela Cerquera y María Consuelo López en una carretera de dos carriles en Colombia, en 1990.

(espacial) para la hora completa, la densidad media esperada para esa hora sería de 5 v/km. Este valor se obtuvo dividiendo el volumen entre la media armónica de las velocidades observadas, y es de esperar que sea un estimativo mejor de la densidad que la simple media aritmética de las densidades por periodo.

Quando se emplea el método del cronómetro y los enoscopios para medir la velocidad en periodos de tiempo cortos los errores pueden ser grandes porque además de no poderse captar todos los vehículos cuando los volúmenes son medianos o grandes, se pierden los vehículos que no completaron el recorrido de la base durante el periodo de observación. Si las observaciones se hacen con una cámara o filmadora de video, se evitan esas dificultades, pero en ese caso sería mejor tomar la densidad directamente de las exposiciones.

Inferencia a partir de la ocupancia

Llamamos *ocupancia* al porcentaje del tiempo durante el cual algún vehículo o parte del mismo está sobre un punto o área de una vía durante cierto periodo de tiempo. Para medir la ocupancia automáticamente se utiliza un detector de presencia que determina la presencia o ausencia de un vehículo o parte de él dentro de su campo de detección. Si se quiere estimar la densidad partiendo de la ocupancia es preciso conocer la longitud promedio de los vehículos. Esta se puede medir automáticamente añadiendo otro detector para registrar el paso del vehículo, su *velocidad*, y calcular su *longitud* mediante la Ecuación 3.3. Aunque esta longitud no es exactamente igual a la llamada "longitud eléctrica", es decir, la que afecta el detector, despreciamos la diferencia entre ellas.

El tiempo medio en que cada vehículo o porción del mismo está sobre el detector de presencia será:

$$t_p = \frac{\bar{l} + l_d}{V}$$

donde: t_p = tiempo medio de presencia (s)
 \bar{l} = longitud media de un vehículo (m)
 l_d = longitud del detector de presencia (m)
 V = media espacial de las velocidades, donde está el detector, en un tiempo T. (m/s)

La ocupancia, por definición y por la ecuación anterior será durante un tiempo T:

$$O = \frac{100Nt_p}{T} = \frac{100N(\bar{l} + l_d)}{TV} \quad 3.10$$

donde: O = ocupancia (%)
 N = número de vehículos que pasaron en el tiempo T
 T = tiempo de observación (s)

El volumen medio durante el tiempo de observación será N/T . Entonces, aplicando la ecuación fundamental del tránsito, la densidad media por kilómetro durante el tiempo T en el tramo L será:

$$\bar{K} = \frac{1000N}{TV} \quad 3.11$$

donde \bar{K} = densidad media (v/km)

Por las Ecuaciones 3.10 y 3.11 se tiene:

$$\bar{K} = \frac{10 \times O}{\bar{l} + l_d} \quad 3.12$$

donde: \bar{K} = densidad (v/km)

O = ocupancia (%)

\bar{l} = longitud media de los vehículos (m)

l_d = longitud del detector de presencia (m)

Esta sería la densidad media durante el periodo de tiempo en que se midió la ocupancia, pero ¿dónde? Como la velocidad utilizada es una velocidad casi puntual medida donde están los detectores, así como el volumen, lo único que podemos decir con un grado razonable de certeza es que la densidad calculada es en las *inmediaciones* del detector y que su uso fuera de allí es una extrapolación.

Banks⁶ halló que la Ecuación 3.12 sobrestima la densidad cuando hay correlación significativa entre la longitud de los vehículos y su velocidad, lo que es cierto especialmente en cuestas empinadas donde la velocidad de los camiones es mucho más lenta que la de los automóviles.

Inferencia a partir del espaciamiento

Si se mide el espaciamiento entre pares de vehículos que pasen por un punto de la vía, es posible estimar la densidad (inverso del espaciamiento) en las inmediaciones de ese punto a intervalos irregulares. Esta es una densidad muy peculiar en un tramo cuya longitud cambia constantemente, pero puede servir para estimar las variaciones de la densidad a lo largo del tiempo.

ESTADOS DE UN VEHÍCULO EN LA CORRIENTE VEHICULAR

La Figura 3-3 muestra las dos corrientes vehiculares que circulan por una carretera de dos carriles. Para que quepan muchos vehículos en la página, excepto por las proporciones de los vehículos, se ha reducido la escala horizontal de la figura como a un sexto de lo que

⁶ Banks, "Another look at a priori relationships", 13.

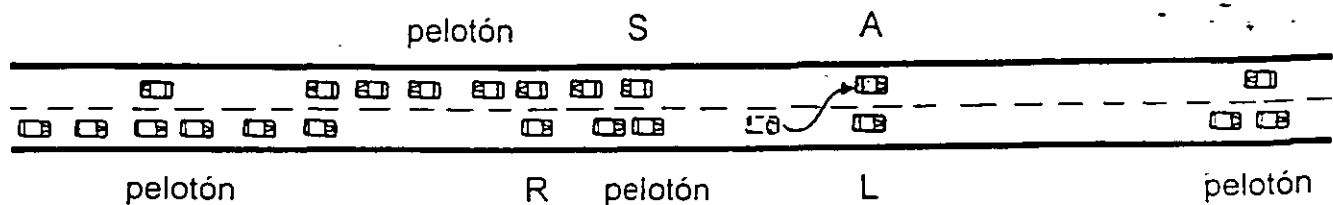


Figura 3-3 Corrientes vehiculares en una carretera de dos carriles

debiera ser. En otras palabras, que si los vehículos circulan a velocidades comunes en esas vías, su separación debe ser aproximadamente seis veces la representada.

En esa figura se presentan los cuatro estados en que un vehículo puede circular en una corriente vehicular continua: *libre*, *restringido inicialmente*, *siguiendo* a otro vehículo, y *adelantando*. Hay otro estado en que no se circula, que es cuando el vehículo está *detenido*.

En la Figura 3-3 el vehículo *L* va libre, el *R* restringido, el *S* sigue otro vehículo y el *A* adelanta otro vehículo. No hay vehículos detenidos. Los estados en corrientes vehiculares por autopistas son similares, con diferencias que se explicaran más adelante. En cambio, en corrientes discontinuas, como las que circulan por arterias urbanas, los vehículos en cola constituyen un elemento muy importante del tránsito.

A continuación se describe cada uno de estos estados.

Vehículo libre

Este vehículo es el que va a la *velocidad libre* o a *flujo libre*, que es generalmente a la que quiere ir su conductor aceptando las limitaciones que impone la vía, el medio ambiente y hasta cierto punto la regulación del tránsito. En vías de circulación continua se considera que un vehículo circula libremente cuando su brecha con el vehículo que lo precede en su carril es mayor de cierto valor o va creciendo. Este valor varía según el tipo de conductor, pero en un estudio realizado en los Estados Unidos nada menos que en 1938 por Normann⁷ se encontró que prácticamente todos los vehículos circulan libremente cuando la brecha es mayor de 9 segundos. Esta brecha corresponde a una separación de 125 m a 50 km/h y a 250 m a 100 km/h. También se determinó que a brechas menores de 9 s parte de los conductores estaban influidos por la velocidad del vehículo que los precedía y conforme descendía el tamaño de la brecha aumentaba esta influencia, hasta el punto que a brechas de 1.5 s la inmensa mayoría de los conductores respondían a la influencia de la marcha del vehículo anterior. Dejando esta brecha, la separación entre vehículos es de 21 m a 50 km/h y de 42 m a 100 km/h.

⁷O. K. Normann, "Preliminary results of highway capacity studies", *Public Roads* 19 (febrero de 1939): 227,228.

Como se ha visto cuando se trató sobre el porcentaje de duración de demoras en el Tema 2, el manual de capacidad norteamericano⁸ establece que, en vías de dos carriles, un vehículo está demorado por el que lo precede cuando el intervalo entre ellos (que es casi igual a la brecha) es de menos de 5 segundos. Esto representa un valor que es prácticamente la media aritmética de los intervalos de 9 y 1.5 s mencionados anteriormente.

En vías de circulación discontinua, si no hay interacción vehicular, el vehículo puede circular libremente hasta que esté a una distancia de un semáforo en rojo o señal de "Alto" o "Ceda el Paso" igual a la que necesite para detenerse o decelerar, si es que su conductor va a obedecer su indicación.

Vehículo restringido inicialmente

Este es el que ha reducido su velocidad al acercarse a otro que va a menor velocidad que la que quiere ir su conductor, pero aún circula a mayor velocidad que el vehículo precedente. Según Normann, para ello la brecha entre los dos vehículos debe ser menor de 9 segundos.

Vehículo siguiendo a otro vehículo

Esto es continuación del estado anterior, cuando un vehículo que va detrás de otro más lento que él llega tan cerca de éste que debe seguirlo más o menos a su misma velocidad para no chocar con él ni quedarse atrás. Las brecha y separación que quedan entre los dos vehículos se llaman respectivamente *brecha de seguimiento* y *separación de seguimiento*, y su importancia en ingeniería de tránsito es tan grande que merecen que se den más detalles sobre ellas.

En 1947, Greenshields y otros publicaron un informe técnico de un estudio sobre intersecciones semaforizadas en las ciudades de Nueva York y New Haven que constituye una de las publicaciones clásicas en la ingeniería de tránsito⁹. En ese estudio se midieron, entre otras cosas, las velocidades, brechas y separaciones de seguimiento de vehículos que circulaban por arterias urbanas de Nueva York, y se pudo apreciar que a medida que los vehículos aumentaban su velocidad, su separación también aumentaba, pero su brecha permanecía sensiblemente constante, con un valor medio para automóviles de 1.1 segundos y de 1.3 segundos cuando se seguía a un camión. Se pensó que las brechas deberían ser iguales o mayores que el tiempo de reacción para frenar del conductor, de manera que si el vehículo de delante frenaba, éste tendría tiempo para reaccionar y frenar en la misma forma sin llegar a chocar.

Guardela, Moreno y Nieves¹⁰ encontraron también que la brecha media entre vehículos que transitaban por carreteras de dos carriles era prácticamente insensitiva a los cambios de

⁸ *Highway capacity manual, Special Report 209* de la Transportation Research Board, 3a. Ed., actualización de 1994 (Washington, DC: TRB, 1984), 8-2.

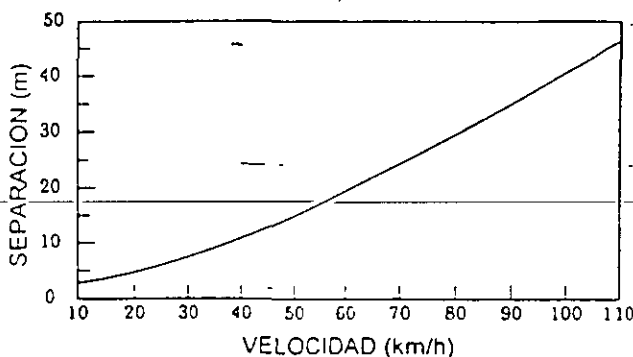
⁹ Bruce D. Greenshields, Donald Shapiro y Elroy L. Encksen, *Traffic performance at urban street intersections* (New Haven, Connecticut: Yale Bureau of Highway Traffic, 1947), 31

¹⁰ Pedro Guardela, Luis Moreno y Jorge Nieves, "Capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles para Colombia" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayán, Colombia, 1987)

velocidad. El valor promedio de esa brecha resultó ser de 1.3 segundos para automóviles y 1.5 segundos para camiones.

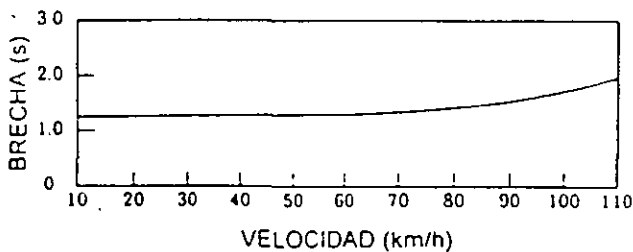
Radelat¹¹ halló algo semejante al analizar datos del tránsito por una autopista urbana, en la ciudad de Albuquerque, Estados Unidos. Estos datos fueron facilitados por el ingeniero Davey Warren de la Federal Highway Administration de los Estados Unidos. De ellos se pudieron extraer más de 8,000 separaciones y brechas de seguimiento de automóviles que iban a velocidades de 12 a 110 km/h. Los lugares geométricos de las medias de estas brechas y separaciones, para valores de la velocidad, están representados aproximadamente en la Figura 3-4. La variación observada de separaciones y brechas a ambos lados de sus medias (para cada velocidad) fue muy amplia (relación desviación típica / media aritmética de 0.67 para separaciones y 0.55 para brechas) pues hay varios factores tales como la actitud del conductor, el tipo de vehículo y las características de la vía que influyen mucho en la magnitud de esos valores. Sin embargo, aunque la separación media aumentó rápidamente con la velocidad, la brecha media permaneció prácticamente constante hasta una velocidad de unos 60 km/h y después empezó a aumentar lentamente. Para velocidades menores de 80 km/h la dependencia estadística entre brecha media y velocidad no fue significativa al nivel de confianza de 95%; es decir, que a las velocidades próximas a la congestión, la brecha resultó prácticamente insensitiva a los cambios de velocidad. Este

resultado tiene más importancia en ingeniería de tránsito de lo que aparece a primera vista. La media aritmética de todas las brechas medidas fue de 1.28 segundos.



Vehículo adelantando

Es el estado cuando un vehículo va realizando la maniobra de adelanto, mediante la cual se pone delante del vehículo que iba siguiendo. Esta maniobra se describe más adelante.



Vehículo detenido

Es cuando un vehículo tiene que detenerse sin desearlo sus ocupantes. Este estado es anormal, aunque no raro, en vías de circulación continua, pero normal en las de circulación discontinua. En las primeras se debe casi siempre a la interacción vehicular; en las segundas, principalmente a la regulación del tránsito

Figura 6-4 Variaciones observadas en una autopista urbana de la separación y brecha de seguimiento entre vehículos conforme aumenta su velocidad.

¹¹ Guido Radelat, "Velocidad de corrientes vehiculares continuas y capacidad de vías", 55, 56.

Pelotones y colas

Pelotón o *caravana* es un conjunto de vehículos que se siguen los unos a los otros y que avanzan juntos por un carril de una vía. En la Figura 3.3 se han identificado cuatro pelotones. Aunque hay quien considera que puede haber pelotones de un vehículo, en esta obra consideramos que el número mínimo de vehículos en un pelotón son dos. El vehículo que encabeza el pelotón que llamamos *cabeza de pelotón*, suele ser un vehículo libre, pero la velocidad deseada por su conductor es generalmente menor que la media de las velocidades deseadas por todos los conductores.

No es raro que los vehículos dentro de un pelotón se adelanten entre sí cuando tienen oportunidad de hacerlo, especialmente en autopistas. Si adelantan al cabeza de pelotón entonces se convierten en vehículos libres. A los espacios entre pelotones los llamamos *claros*.

No debe confundirse el pelotón con la *cola*. Esta es una fila de vehículos detenidos, mientras que el pelotón es una fila de vehículos en movimiento. Un pelotón puede convertirse en cola y viceversa.

DISTRIBUCION LONGITUDINAL DE VEHICULOS

La distribución de los vehículos a lo largo de una vía depende de muchos factores tales como la intensidad y distribución temporal y espacial de la demanda de tránsito, las características de la vía, la regulación del tránsito y la interacción vehicular. Es distinta según la naturaleza de la circulación sea continua o discontinua.

Esta distribución se suele caracterizar por la repartición de los intervalos entre vehículos que circulan por un mismo carril. Es verdad que los conductores perciben mejor la separación entre vehículos que sus intervalos, pero los ingenieros de tránsito suelen preferir esta último parámetro. La razón de esta preferencia es que los intervalos se miden fácilmente cronometrando el paso sucesivo de vehículos por un punto de una vía, mientras que para medir la separación hay que usar algún procedimiento fotográfico que "inmovilice" los vehículos, o bien medir intervalo más velocidad. También los intervalos se relacionan más directamente con el volumen y por ende con la capacidad de una vía, aunque las separaciones sirven para evaluar la calidad del servicio que se presta a sus usuarios.

Distribución en vías de circulación continua

Si se conoce el volumen que va por un carril de una vía de circulación continua (su intensidad), se conoce también el intervalo medio, que el inverso del volumen y puede calcularse por la Ecuación 3.6. Por ejemplo, a una intensidad de 400 v/h corresponde un intervalo medio de 9 segundos.

En contra lo que pudiera pensarse, la distribución de estos intervalos no tiende a ser simétrica con respecto a su valor medio como sucede con las velocidades. En la distribución de las velocidades de la Figura 2-5 se ve que son pocos los vehículos que van a velocidades

extremas y que la moda o valor más frecuente (55 a 60 km/h) no está muy lejana de la media espacial (53.1 km/h). Esto refleja características humanas y vehiculares cuyos valores medios son aproximadamente los más frecuentes.

El caso de la distribución de los intervalos es distinto. La probabilidad de que un intervalo adopte un valor determinado, en general, decrece con el valor del intervalo y la moda suele ser mucho menor que la media. Las razones principales de esto son las siguientes.

En primer lugar, esto sucede si la llegada de los vehículos es *aleatoria*, esto es, si las probabilidades de llegadas de vehículos son constantes. Supongamos que acaba de pasar un vehículo (su extremo trasero) por un punto de una vía y que la probabilidad invariable de que no pase ningún vehículo en un tiempo t es p . Esta es la probabilidad de que ocurra un intervalo i igual o mayor que t (suponemos que t es mayor que el intervalo mínimo). Lógicamente, la probabilidad de que i sea igual o mayor que nt es p^n , siendo p constante y n un número entero. Entonces podemos escribir:

$$P(i \geq nt) = p^n$$

$$P[i \geq n(t + 1)] = p^{n+1}$$

$$P(nt \leq i < nt + 1) = p^n - p^{n+1} = p(1 - p)^n$$

Como las probabilidades son números menores que la unidad, esto quiere decir que a medida que aumentan los valores de los límites del intervalo, manteniendo constante su diferencia, menor es la probabilidad de ocurrencia de intervalos dentro de esos límites.

En segundo lugar, la interacción vehicular hace que cierta proporción del número total de vehículos circulen restringidos o en pelotones, lo que aumenta la frecuencia de los intervalos pequeños y disminuye la de los grandes. Esta proporción es mayor en carreteras de dos carriles que en autopistas y se incrementa con los aumentos de volúmenes.

La relación enunciada entre el tamaño de un intervalo y su frecuencia se malogra cuando los intervalos son mínimos, por el hecho de que los vehículos tienen dimensiones. En efecto, ningún vehículo puede circular a un intervalo que sea mayor que su *paso* más la *brecha* mínima que su conductor quiere dejar por razones de seguridad y comodidad. El paso varía según la velocidad y la longitud del vehículo, y para automóviles de 5 m que vayan a velocidades de 50 y 100 km/h es respectivamente de unos 0.4 y 0.2 s. Suponiendo que las brechas se encuentren entre 1.0 y 1.6 s, los intervalos mínimos se hallarían normalmente entre 1.4 y 2.0 s a 50 km/h y entre 1.2 y 1.8 a 100 km/h. Se han observado, sin embargo, intervalos menores de medio segundo lo que supone velocidades muy altas, vehículos muy cortos y brechas temerarias.

Como la distribución tanto del largo de los vehículos como de las brechas que dejan sus conductores tiende a ser simétrica con respecto a valores medios, también es simétrica la distribución de los intervalos mínimos, que es por lo tanto, completamente distinta a la distribución de los demás intervalos.

↳ EJEMPLOS: Los histogramas A y B de la Figura 3-5 están basados en los resultados de un estudio monumental sobre capacidad vial que se realizó en los Estados Unidos en los años treinta, en el que se observaron más de 300,000 vehículos. Es verdad que las características mecánicas de los vehículos en aquellos tiempos pretéritos difieren mucho de las de ahora, así como la pericia de los conductores, pero no creemos que eso afecte decisivamente la relación entre las variables medidas entonces y las que se miden ahora.

El histograma A corresponde a un carril de carreteras de dos carriles donde circulan 400 v/h y el intervalo medio es, naturalmente, de 9 s. La moda de 2 s es considerablemente menor que la media de 9 s. El porcentaje de intervalos menores de un segundo es de 3.5. No tenemos datos sobre velocidades.

En el histograma B se muestran datos sobre un carril de carreteras de dos carriles con intensidad de 720 v/h e intervalo medio de 5 s. Aquí la interacción vehicular es considerable, debido principalmente a las restricciones a los adelantamientos, por lo que el número de vehículos en pelotones, siguiendo a otros, ha aumentado. Esto lo denota el aumento observado en el porcentaje de intervalos menores de 5 s, especialmente el de los menores de un segundo que es ahora de 7.5%. La moda sigue siendo de 2 s, pero la media de 5 s se ha acercado a ella.

Es de esperar que cuando el volumen aumente a valores cercanos a la congestión, la inmensa mayoría de los vehículos esté en pelotones. Entonces la forma de la distribución de los intervalos cambiaría radicalmente, pues sería casi simétrica y similar a la de los intervalos mínimos.

Casi 30 años después de haberse tomado los datos de los histogramas A y B de la Figura 3-5 se observaron más de 20,000 intervalos en un carril de una autopista de Chicago. Los resultados de estas observaciones se muestran en el histograma C. La

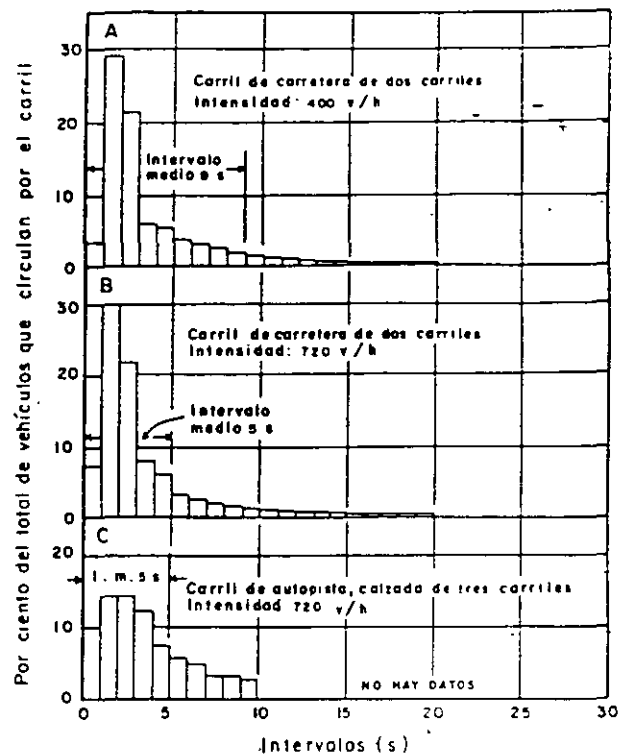


Figura 3-5 Frecuencia de los intervalos observados entre vehículos que circulan por un mismo carril

FUENTES Histogramas A y B O K Normann, "Results of highway capacity studies", *Public Roads* 23 (junio de 1942), 72 Histograma C Adolf D. May, Jr., "Gap Availability Studies", *Highway Research Record No 72, Traffic flow characteristics* (Washington, DC: Transportation Research Board, 1965), 113

intensidad del tránsito es aproximadamente la misma que la del histograma B, 720 v/h, y por supuesto, el intervalo medio es también de 5 s. La moda está ahora distribuida entre 2 y 3 segundos, pero su frecuencia ha disminuido como a la mitad. Aquí el porcentaje de intervalos menores de un segundo se ha elevado a 12.3, lo que puede explicar el hecho de que las velocidades son más altas y probablemente los conductores más hábiles. La distribución de los intervalos no es tan desigual como en los casos anteriores, pues en una autopista existen muchas más oportunidades para adelantar que en una vía de dos carriles; hay menos vehículos en pelotones y más vehículos libres.

Veamos ahora lo que sucede en esa autopista de Chicago cuando cambia la intensidad del tránsito. Eso nos los muestra la Figura 3-6. La primera distribución de esa figura representa los mismos datos que el histograma C de la figura anterior. La escala horizontal muestra la magnitud de los intervalos y la altura de la zona sombreada significa el porcentaje del número total de intervalos que corresponde a cada incremento de medio segundo del valor del intervalo. La media de los intervalos está indicada por \bar{t} y su desviación típica por s . También una de las curvas que cortan las zonas sombreadas indica el intervalo medio y las otras el porcentaje acumulado de intervalos. Las otras tres distribuciones corresponden respectivamente a intensidades del orden de 17, 22 y 27 v/min (1,029, 1,333 y 1,636 v/h).

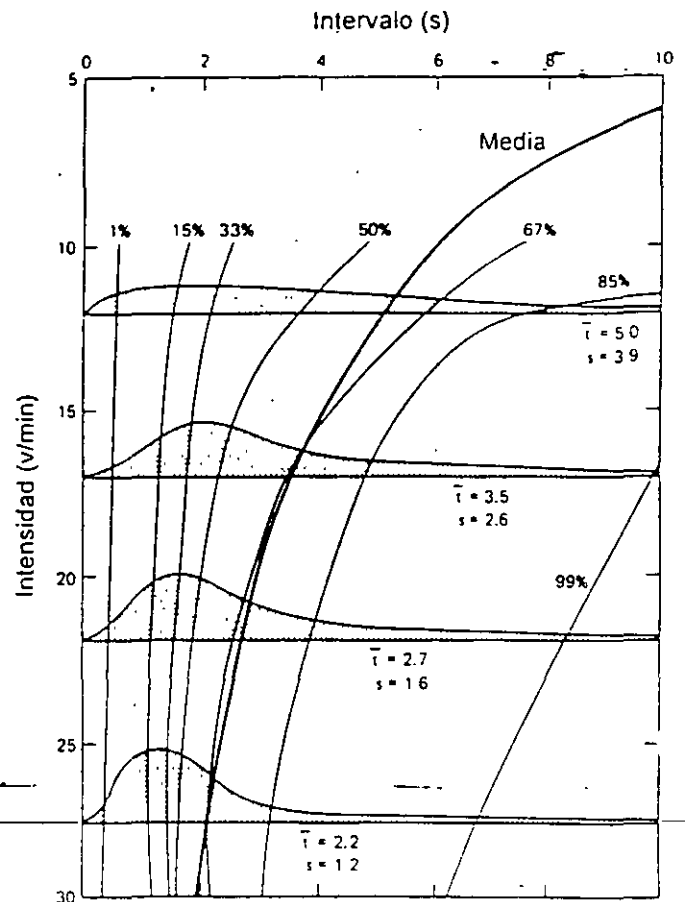


Figura 3-6 Distribuciones de intervalos medidos en un carril de autopista.

FUENTE Adolf D. May, Jr., "Gap Availability Studies", *Highway Research Record No. 72, Traffic flow characteristics* (Washington, DC: Transportation Research Board, 1965), 114. Citado por Adolf D. May, en *Traffic flow fundamentals* (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1990), 13.

Como puede observarse, a medida que aumenta la intensidad del tránsito la distribución de los intervalos se hace más desigual y el intervalo medio se acerca a la moda, como sucedió en la carretera de dos carriles, pero la tendencia aquí es más acusada. Como la autopista tiene mayor capacidad por carril, la proximidad a la congestión del caso del

histograma B de la figura anterior (intensidad de 720 v/h) corresponde aproximadamente al de la segunda distribución (intensidad de 1, 029 v/h). En los dos últimos casos la autopista está más cargada que la vía de dos carriles del histograma B.

El tema de esta distribución se retoma más adelante cuando se trata sobre las maniobras de adelanto.

Distribución en vías de circulación discontinua

La vía de circulación discontinua típica es la arteria urbana, donde el tránsito está dominado por semáforos. Por lo tanto, es importante conocer cómo se distribuye el tránsito en los accesos a las intersecciones semaforizadas.

Intervalos de entrada a una intersección semaforizada

En estas vías se forman colas cuando los semáforos están en rojo. Cuando el semáforo cambia a verde las colas se transforman en pelotones que se van disipando a medida que va aumentando la velocidad de los vehículos y su separación, y se ponen de manifiesto las diferencias entre las velocidades deseadas por los distintos conductores. Luego, cuando se llega a otro semáforo en rojo se vuelve a formar la cola. Cuando los volúmenes son altos, los adelantos son pocos, no tanto por su dificultad como por su futilidad, pues muchas veces lo único que se gana al adelantar es un par de segundos, es decir, ponerse delante del vehículo anterior en la cola siguiente.

La Figura 3-7 muestra una cola de vehículos esperando la luz verde del semáforo. Tan pronto el semáforo exhibe la esperada indicación verde, la cola empieza a ponerse en movimiento y los vehículos van entrando en la intersección. De acuerdo con el criterio del manual de capacidad vial norteamericano¹², consideramos que un vehículo ha entrado en una intersección cuando su extremo trasero llega a la línea de detención. Al tiempo que media entre la entrada de un vehículo y la del siguiente lo llamamos *intervalo de entrada* del vehículo de detrás.

El intervalo de entrada del primer vehículo es el tiempo que media entre el momento en que el semáforo exhibe la indicación verde y el instante en que la parte trasera

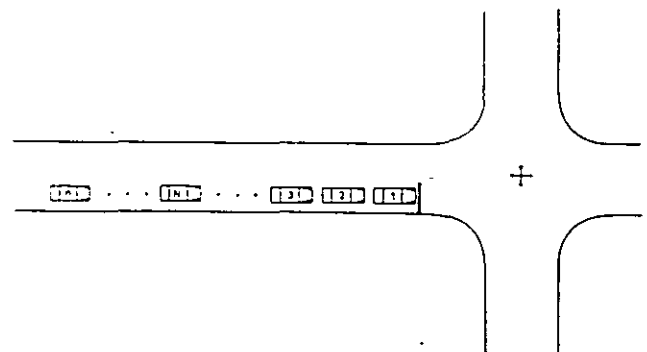


Figura 3-7 Intervalos de entrada a una intersección semaforizada

¹² Highway capacity manual, actualización de 1994, 2-7

del vehículos pasa sobre la línea de detención. Es realmente el *paso* del vehículo a una velocidad muy baja, más el tiempo de percepción y reacción del conductor, que puede ser relativamente largo. El segundo vehículo de la cola sigue un proceso similar y aunque el intervalo comprende también la brecha, resulta generalmente más corto que el primer intervalo porque la reacción del conductor y parte de la aceleración del vehículo ocurren durante el primer intervalo. También el segundo vehículo tiene mayor distancia para acelerar y desarrolla mayor velocidad. Los vehículos sucesivos, que tienen aún mayor distancia para acelerar, van aumentando más su velocidad en el acceso a la intersección, pero luego disminuyen su aceleración hasta que alcanzan la velocidad de marcha normal de media cuadra. A medida que los vehículos van acercándose a esa velocidad en la línea de detención, sus intervalos van disminuyendo. Cuando alcanzan allí la velocidad de marcha normal de media cuadra, sus intervalos tienden a ser mínimos e iguales.

Otra posible limitación en la reducción de los intervalos, es el *intervalo mínimo* mencionado anteriormente; es decir, que ningún intervalo puede ser menor que la suma del paso y la brecha mínima.

↳ **EJEMPLO:** En el estudio clásico de Greenshields y otros¹³ se elaboró el concepto de los intervalos de entrada a intersecciones semaforizadas y el informe correspondiente difundió el concepto.

Se ha aplicado matemáticamente la racionalización expuesta en párrafos anteriores, a datos tomados en ese estudio sobre vehículos y conductores de 1947, cuyos valores medios aparecen redondeados en la Tabla 3-2. El proceso seguido es como sigue:

Se supuso que después de transcurrido el tiempo de reacción, el conductor acelera su vehículo con movimiento uniformemente acelerado hasta que alcanza la velocidad normal de marcha de media cuadra. Los primeros vehículos desarrollan esta velocidad *después* que han pasado la línea de detención; los demás *antes* de ella, por lo que se supuso que éstos recorren parte del acceso a velocidad constante y marcha normal.

Tabla 3-2
Datos tomados del estudio de Greenshields y otros
Valores medios redondeados

Tiempo de reacción del primer conductor	1.7 s
Tiempo de reacción de otros conductores	1.25 s
Espacio ocupado por un vehículo	6.5 m
Velocidad normal de marcha a media cuadra	30-40 km/h
Aceleración del primer vehículo	2.5 m/s ²
Aceleración del segundo vehículo	1.2 m/s ²
Aceleración del tercer vehículo	1.15 m/s ²
Aceleración de los demás vehículos	1.0 m/s ²
Brecha mínima	1.1 s

Ibid., 18-27.

Se calcularon los intervalos como la diferencia entre el tiempo de recorrido de dos vehículos sucesivos más el tiempo de reacción del conductor de atrás. Esto se hizo para tres velocidades de marcha normal: 20, 30 y 40 km/h. Los resultados de los cálculos se presentan en la Tabla 3-3 así como sus equivalentes medidos en el terreno en el estudio mencionado.

¹³ Greenshields y otros, *Traffic performance at urban street intersections*, 17-30.

Los valores calculados se acercan a los valores reales pero no concuerdan exactamente con ellos, lo que es de esperar. El pequeño "modelo conceptual" usado hace abstracciones y simplificaciones que lo alejan de lo real. Sobre todo, supone que los vehículos, excepto los tres primeros, desarrollan igual aceleración y alcanzan la misma velocidad, por lo tanto, no tiene en cuenta la interacción vehicular cuando los intervalos son pequeños, que al retrasar los vehículos más rápidos, aumenta el tamaño de los intervalos sobre los valores que existirían si no hubiese interacción. Como se ha supuesto que los vehículos no rebasan la velocidad de marcha, nunca pueden recuperar la ventaja que ha tomado el vehículo que los precede y sus intervalos de entrada son mayores que los intervalos en un pelotón cerrado de vehículos en estado de seguimiento.

Tabla 3-3
Comparación de intervalos de entrada calculados y observados

Vehículo	Intervalos de entrada (s)			Intervalos Observados
	Intervalos calculados			
	Velocidad de marcha normal			
	30 km/h	40 km/h	50 km/h	
1	3.8	3.8	3.8	3.8
2	3.2	3.2	3.2	3.1
3	2.9	2.9	2.9	2.7
4	2.6	2.6	2.6	2.4
5	2.1	2.1	2.1	2.2
6	2.0	2.0	2.0	2.1
7	2.0	2.0	2.0	2.1
8	2.0	1.9	1.9	2.1
9	2.0	1.9	1.9	2.1
10	2.0	1.8	1.8	2.1
11	2.0	1.8	1.8	2.1
12	2.0	1.8	1.8	2.1
13	2.0	1.8	1.8	2.1
14	2.0	1.8	1.7	2.1
15	2.0	1.8	1.7	2.1

*Ibid., 27.

Un hecho que parece cierto es que a medida que aumenta la velocidad de marcha a media cuadra se aleja la posición en que los intervalos son prácticamente iguales. Los cálculos indican que esta posición es la sexta a 30 km/h, la décima a 40 km/h y la decimocuarta a 50 km/h, aunque el modelo conceptual seguramente aleja demasiado esa posición.

La Figura 3-8 muestra cuatro series de intervalos de entrada a intersecciones semaforizadas observadas por varios investigadores en distintos lugares de los Estados Unidos, desde 1946 hasta 1975. En casi 30 años no se han notado diferencias substanciales entre esas series de intervalos.

Flujo de saturación y tiempos perdidos

En la Figura 3-7, el último vehículo de la cola se designa por n , y se indica por la letra N la posición donde los intervalos de entrada empiezan a ser prácticamente constantes. Esos intervalos se suelen llamar *intervalos de saturación*. Son los intervalos de 2.1 s de la quinta columna de la Tabla 3-3. El volumen que corresponde a esos intervalos se denomina tradicionalmente *flujo de saturación*. El valor de ese volumen para un intervalo de 2.1, según la Ecuación 3.3, es de 1714 v/h. Naturalmente, si se expresan intervalo y flujo de saturación en las mismas unidades, uno es el inverso del otro.

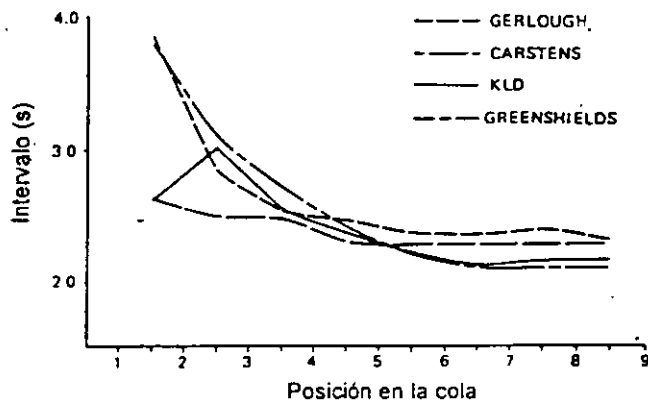


Figura 3-8 Comparación de distintas series de intervalos de entrada observadas por distintos investigadores.

FUENTE: Gerhart F. King y M. Wilkinson, "Relationship of signal design to discharge headway, approach capacity, and delay", *Transportation Research Record No. 615* (Washington, DC: Transportation Research Board, 1976), 39.

Se puede definir el flujo de saturación como el volumen que entraría en una intersección semaforizada, por un carril o acceso, si el semáforo estuviera siempre en verde y los vehículos no parasen. En condiciones ideales, (carriles de 3.65 m, rasante horizontal, ausencia de vehículos pesados, vehículos estacionados y movimientos de giro, así como pocos peatones) el flujo de saturación suele estar comprendido entre 1,700 y 1,900 v/h, lo que equivale a intervalos de saturación de unos 2.1 a 1.9 s.

En realidad, cada vez que la corriente vehicular se detiene y arranca de nuevo los intervalos de entrada de los primeros N vehículos de la Figura 3-7 son mayores que el intervalo de saturación. A la suma de los excesos de esos intervalos sobre el de saturación se llama *tiempo perdido por arranque de cola*. En la serie de intervalos de la quinta columna de la Tabla 3-2, ese tiempo perdido sería:

$$P_1 = (3.8 - 2.1) + (3.1 - 2.1) + (2.7 - 2.1) + (2.4 - 2.1) + (2.2 - 2.1) = 3.7 \text{ s}$$

Ese es el tiempo que tarda vencer la inercia de la cola y ponerla en marcha de nuevo. Su valor para condiciones ideales se encuentra comúnmente entre 1.5 y 4.0 s

También durante las detenciones de una corriente vehicular en una intersección semaforizada ocurre otra pérdida de tiempo que es el tiempo que transcurre desde que sale de la intersección el último vehículo de una corriente que pueda entrar en conflicto con la corriente considerada y la entrada del primer vehículo de esta corriente. Se llama *tiempo perdido por despeje* y es una holgura que se deja por razones de seguridad, durante la cual no debe circular ningún vehículo por la intersección. Su valor también se suele encontrar entre 1.5 y 4 s.

DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL VEHÍCULOS

En ingeniería de tránsito muchas veces es necesario conocer la distribución de los vehículos por carril cuando; por ejemplo, se analiza la capacidad de una calzada (donde un carril se puede saturar antes que los demás), o bien la capacidad de ramales de entrada o salida de autopistas (donde el tránsito que interactúa con los vehículos que entran y salen es el que circula por el carril exterior)

En carreteras de dos carriles la distribución por carril la determina simplemente el sentido hacia donde van los vehículos, pero cuando hay más de dos carriles por sentido, esta distribución depende de varios factores. Según el manual de capacidad vial norteamericano¹⁴ entre estos factores se encuentran: variaciones en la velocidad y volumen del tránsito, su composición, número de puntos de acceso de la vía, origen y destino de los vehículos, las actividades en el entorno de la vía y forma de conducir. En calzadas de dos carriles en el mismo sentido, cuando los volúmenes y el número de puntos de accesos a la calzada es bajo, los vehículos tienden a ir por el carril derecho; pero cuando ambos factores van aumentando, más vehículos van utilizando el carril izquierdo, hasta que la mayoría va por ese el carril. En calzadas de tres carriles de autopistas, se ha observado que a volúmenes bajos el carril preferido es el derecho, a volúmenes intermedios la distribución por carriles tiende a igualarse, y a altos volúmenes la mayoría utiliza el carril izquierdo.¹⁵

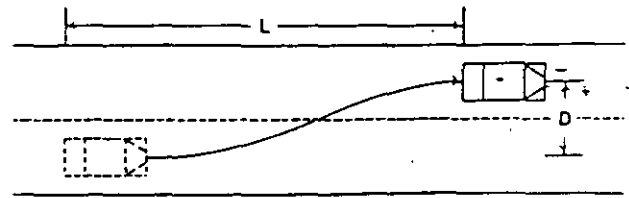


Figura 3-9 Trayectoria que sigue un vehículo al cambiar de carril

Llamamos *cambio de carril* al paso de un vehículo de un carril a otro adyacente. La Figura 3-9 muestra la trayectoria de un vehículo que realiza esa maniobra. Si ignoramos la curvatura de la trayectoria, por geometría y cinemática, la velocidad de desplazamiento lateral y el tiempo de la maniobra estarán dados por las siguientes expresiones:

$$V_l = V \frac{D}{L} \quad 3.13$$

$$t_c = \frac{D}{V_l} \quad 3.14$$

donde: V_l = Velocidad de desplazamiento lateral (m/s)
 V = Velocidad longitudinal del vehículo (m/s)
 D = Desplazamiento lateral (m)
 L = Tramo de vía recorrido por el vehículo al cambiar de carril (m)
 t_c = Tiempo para cambiar de carril (s)

Por razones de seguridad y comodidad, los conductores limitan la velocidad de desplazamiento lateral. Infortunadamente, la única información de que disponemos sobre esa variable es la que hemos extraído de un trabajo de Wynn del año 1948¹⁶, cuyos resultados se aplican a vehículos que circulan a velocidades comprendidas entre 40 y 65 km/h. Dentro de esos límites, la velocidad de desplazamiento lateral no es muy sensitiva a los cambios de velocidad longitudinal del vehículo, pero sí lo es al tipo de cambio de carril. Si éste

¹⁴ Highway capacity manual, actualización de 1994, 2-20, 2-21.

¹⁵ Información obtenida autopistas de Chicago por el Dr. Joseph Fazio en 1990.

¹⁶ F. H. Wynn, "Weaving practices on one-way highways" en *Studies of weaving and merging traffic*, Technical Report 4 del Bureau of Highway Traffic (New Haven, Connecticut: Yale University, 1948), 53

es *voluntario*, la velocidad media de desplazamiento observada fue de cerca de 0.8 m/s, pe. si el cambio es *forzado* (el conductor del vehículo se apura) la media fue de 1.1 m/s y la máxima de 1.5 m/s. Los desplazamientos laterales observados fueron como 80 por ciento del ancho de carril, debido a que los vehículos se van acercando a su borde izquierdo antes de empezar la maniobra. Se determinó también que en los casos observados, el cambio de carril voluntario medio tardó unos 3.8 s y el forzado alrededor de 2.8 s. Las distancias medias recorridas para cambiar de carril fueron respectivamente de unos 65 y 45 metros.

Todo esto se presenta para dar una idea aproximada de las magnitudes de las variables que intervienen, pero la aplicabilidad de los valores obtenidos a las condiciones presentes es incierta.

También la distribución transversal de los vehículos cambia dentro de un mismo carril. No siempre van los vehículos por el centro del carril, pues la vía y su entorno pueden afectar psicológicamente al conductor haciendo que desvíe la trayectoria de su vehículo hacia un lado u otro del carril por donde va. Acotamientos en mal estado o inexistentes, obstáculos demasiado cerca de la calzada, actividades humanas contiguas a la vía u otras condiciones que impliquen riesgos compelen al conductor a alejar su vehículo del borde de la calzada, lo que reduce el ancho efectivo del carril. Aun las marcas sobre el pavimento ejercen un efecto apreciable en la trayectoria de los vehículos. En un estudio hecho en Colombia¹⁷ donde se comparó el comportamiento de los conductores en un tramo de vía sin y con demarcación en el pavimento, se pudo apreciar una diferencia significativa en la posición lateral de los vehículos.

RELACIONES ENTRE CORRIENTES VEHICULARES

Consideramos que las principales relaciones entre las corrientes vehiculares son: *cruce*, *confluencia*, *separación* y *entrecruce*. Estas se presentan esquemáticamente en la Figura 3-10.



Figura 3-10 Principales relaciones entre corrientes vehiculares

¹⁷ Martín Alonso Ruiz Moreno y Eduin Riaño Jaimes, "Efecto de la señalización horizontal en la velocidad de los vehículos", en las memorias del III Seminario de Capacidad, Niveles de Servicio y Mejoras de Carreteras de Dos Carriles, (Popayán, Colombia: Universidad del Cauca, noviembre de 1994), 17, 18.

Cruce y confluencia

Entendemos que hay *cruce* cuando la trayectoria de los vehículos de una corriente corta a la de los vehículos de la otra. El cruce puede ser *recto* u *oblicuo*. Esta maniobra requiere que los vehículos de una corriente pasen por las brechas que haya entre los vehículos de la otra. Si las corrientes están separadas en tiempo o en espacio, no hay cruce.

Denominamos *confluencia* a la unión de dos o más corrientes vehiculares para formar una sola. De esta forma los vehículos de una corriente se incorporan individualmente a la otra, insertándose en brechas entre vehículos de la corriente en que confluyen:

En la Figura 3-11 se muestra un esquema de una intersección de una vía preferente por la que circulan dos corrientes vehiculares en sentidos opuestos, con una vía subordinada también de dos corrientes. Los vehículos que van por la preferente tienen siempre el derecho de paso y los de la subordinada deben utilizar brechas para cruzar o incorporarse a las corrientes de la preferente. El movimiento de frente desde la vía subordinada cruza

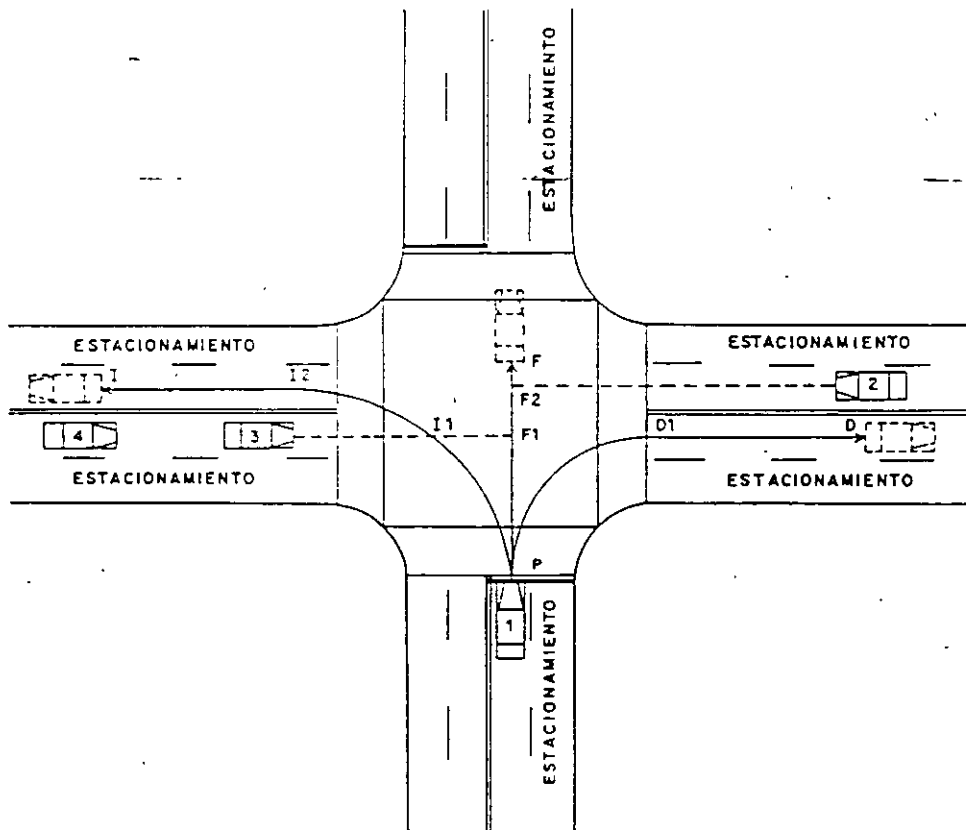


Figura 3-11 Movimientos en una intersección de vías de tránsito preferente y subordinado

perpendicularmente dos corrientes de la vía principal. El movimiento de giro a la izquierda cruza oblicualmente una corriente y confluye en otra, mientras que los que giran a la derecha sólo realizan una confluencia.

Tiempos de cruce y confluencia

El *tiempo de cruce* es función de la velocidad que desarrolle el vehículo y la distancia que tenga que recorrer para pasar al otro lado de la corriente que cruza. La velocidad a su vez depende de (1) la agresividad del conductor, (2) la relación peso/potencia de su vehículo, (3) el hecho de que haya tenido que detenerse o no antes de efectuar el cruce y, (4) la limitación que puede imponer la fuerza centrífuga en una trayectoria curva.

El *tiempo de confluencia* depende de los mismos factores que el tiempo de cruce, pero además debe permitir que el vehículo desarrolle una velocidad compatible con la imperante en la corriente en la que confluye. Hasta que no alcanza esa velocidad no se considera terminada la confluencia.

Analicemos estos tiempos para cada movimiento direccional en la intersección de la Figura 3-11.

Movimiento de frente

Este es una maniobra de cruce de dos corrientes: El tiempo necesario para efectuar esos dos cruces será el que tarde en recorrerse la distancia OF que es aproximadamente el ancho de los carriles que se atraviesan más la longitud del vehículo. Cuando la parte trasera del vehículo llegue al punto F3, habrá cruzado la primera corriente, y cuando llegue al punto F habrá cruzado también la segunda. Normalmente las dos corrientes se cruzan en un solo movimiento, pues el vehículo no debe esperar atravesado en la calzada principal. Si el vehículo no se detiene antes de iniciar esta maniobra, para estimar el tiempo de cruce puede suponerse que recorre la distancia de cruce con velocidad uniforme igual a la que llevaba. Si tuvo que detenerse, habrá que suponer un movimiento acelerado partiendo del reposo.

Giro a la derecha

Aquí el vehículo efectúa simplemente una confluencia. Describe un arco de círculo que suele ser como la cuarta parte de la circunferencia de un círculo de radio igual al de curvatura del borde de la calzada más la mitad del ancho del carril por donde va. Su velocidad está limitada generalmente por la fuerza centrífuga que desarrolla al recorrer la curva. Si el vehículo no para, recorrerá la curva con velocidad más o menos constante; en caso contrario lo hará con movimiento acelerado. Al llegar al punto D1 es probable que su velocidad sea mucho más baja que la imperante en la corriente vehicular a la que se incorpora y su maniobra no habrá terminado hasta que alcance el punto D, donde iguale su velocidad con la del vehículo que venga detrás (1) acelerando, (2) proporcionando distancia suficiente para que éste pueda decelerar con seguridad, o (3) haciendo algo intermedio.

Giro a la izquierda

La estimación del tiempo de esta maniobra es un poco más compleja pues el vehículo adelanta hasta *P*, describe una curva, realiza un cruce y al final efectúa una confluencia. Se puede suponer que esa curva es un arco de círculo $P/2$ con radio cercano al ancho de la calzada preferente y longitud aproximadamente igual a la cuarta parte de su circunferencia. El vehículo recorrerá la curva con movimiento acelerado o casi uniforme según pare o no, pero es posible que el conductor tenga que limitar la velocidad en la trayectoria curva para que no se desarrolle una fuerza centrífuga intolerable. Una vez recorrida la curva puede suceder que tenga que hacer algo semejante a los giros a la derecha para igualar su velocidad con la imperante en la vía principal en el punto *I*.

Aceptación de brechas

Como se ha dicho, los vehículos que cruzan una corriente vehicular deben hacerlo pasando por brechas en la misma. Estas brechas se miden en los *puntos de conflicto*, es decir, donde se espera se corten las trayectorias de los vehículos que se van a cruzar o donde se unan las de los que van a confluir. Estos son, en la Figura 3-11, los puntos *F1* y *F2* para el movimiento de frente, el punto *D* para el giro a la derecha, y los puntos *I1* e *I* para el giro a la izquierda. La brecha se mide desde el momento en que al conductor del vehículo que va a cruzar iniciaría el cruce. Existen dos tipos de estas brechas: la *brecha íntegra* entre los extremos traseros y delanteros de dos vehículos, cuando pasan por el punto de conflicto; y la *brecha restante*, que es la porción de brecha que queda en el momento en que se iniciaría el posible cruce, es decir, lo que tarde en llegar al punto de conflicto el primer vehículo de la corriente preferente desde ese instante. Si la Figura 3-11 representa el momento en que el vehículo 1 llega al punto *O*, para el movimiento de frente habrá brechas restantes correspondientes a los vehículos 2 y 3 en ese momento, y una brecha íntegra entre los vehículos 3 y 4 cuando el 3 llegue al punto *F1*, si es que el vehículo 1 no ha cruzado antes.

Cuando un conductor aprovecha una brecha en la corriente vehicular transversal para efectuar una maniobra de cruce o confluencia, se dice que *acepta* la brecha. Si por razones de seguridad el conductor decide no utilizar la brecha, al considerarla demasiado corta o difícil de percibir, decimos que *rechaza* la brecha.

En realidad, la *brecha aceptable* es el tiempo que el conductor juzga que tomará la maniobra de cruce más cierta holgura relacionada con el riesgo que quiere correr. El juicio de la duración de la maniobra depende de la pericia y experiencia del conductor. La holgura es función del grado de temeridad del conductor, de la seguridad que tenga en la apreciación de las brechas reales, del estado del tiempo, visibilidad en general, etc. La holgura puede ser insuficiente cuando por temeridad del conductor que cruza o confluye, o mala apreciación de la brecha, el vehículo que se acerca tiene que aumentar su brecha frenando violentamente. Las consecuencias del empleo de holguras demasiado cortas son más graves en los cruces que en las confluencias, por lo que los conductores tienden a usar mayores holguras para cruzar.

La aceptación o rechazo de una brecha se basa en la comparación de la brecha que aprecia el conductor que va a efectuar la maniobra, con su brecha aceptable en el lugar y momento de

esa maniobra. La apreciación de las brechas puede ser difícil, pues el conductor no la percibe, y las estima mentalmente juzgando la distancia a un vehículo que se acerca y su velocidad. Si bien los indicios de que dispone sobre la distancia no suelen ser muy exactos, los relativos a la velocidad son aún más inciertos, y a veces sólo puede juzgar la velocidad por el tipo de vía por donde viene el vehículo observado.

No es frecuente que un vehículo subordinado, sin parar, llegue a un punto de conflicto al acabar de pasar por él un vehículo preferente. Por tanto, cuando el vehículo subordinado no se ha detenido, es casi seguro que haya aceptado una brecha restante; y si usa una brecha íntegra para efectuar su maniobra, probablemente ha parado.

En trabajos de análisis de circulación y diseño geométrico es a veces necesario determinar lo que se conoce como *brecha crítica*. Esta es la *mediana* de las brechas aceptables mínimas, es decir, el valor de la brecha que se espera acepte un 50% de los conductores y rechace otro 50%. Para estimarla se miden las brechas que se aceptan y rechazan para cruzar o confluir en una corriente vehicular (muestra estadística). Entonces, para cada valor de la brecha (...4, 5, 6, ... segundos) se determina la proporción de conductores que la aceptaron y que la rechazaron. Interpolando estadísticamente entre esos valores se estima el tamaño esperado de la brecha con probabilidad de 0.5 de ser aceptada o rechazada.

No es fácil estimar una brecha crítica sin sesgo estadístico significativo, pues existen dos tipos de variaciones en el proceso de aceptación que influyen en esa estimación: (1) *diferencia entre conductores*, debido a sus distintos grados de pericia y temeridad, así como a la diversa agilidad de sus vehículos; y (2) *diferencias en el comportamiento de un conductor* que son resultados de cambios en la percepción de la situación y en su estado de ánimo, pues no es raro que un conductor que espere mucho para cruzar o confluir, mejore su apreciación de lo que ocurre o se impacienta y acabe por aceptar brechas menores que otras que había rechazado. Por lo tanto, es prácticamente imposible que en una muestra estén representadas equitativamente todas las circunstancias responsables de esas variaciones¹⁸.

La Tabla 3-4 muestra valores de brechas críticas que contiene la actualización de 1994 del manual de capacidad vial norteamericano. No especifica si la brecha crítica es media o mediana de valores individuales.

* Esta es la definición tradicional de la brecha crítica que es específica y a ella nos apegamos. Recientemente se han formulado otras definiciones que hemos tenido que ignorar por su vaguedad.

¹⁸ John R. McLean, *Two-lane highways traffic operations, theory and practice* (Nueva York, Gordon and Breach Science Publishers, 1989), 271-276.

☞ EJEMPLO: Supóngase que en la Figura 3-11 los datos de interés son los contenidos en la Tabla 3-5. Hay dos carriles de circulación y dos de estacionamiento en cada vía. Estos datos son reales y fueron extraídos de los tomados para el estudio de una intersección en un suburbio de Chicago¹⁹ donde prácticamente todos los vehículos eran automóviles. Los movimientos de cruce y confluencia son desde el acceso Sur, donde hay una señal de "Ceda el Paso", de modo que los conductores pueden parar o no antes de entrar en la intersección, pero cuando paran se supone que lo hacen en la línea de detención. Se busca tener una idea aproximada sobre cuáles serían las brechas críticas para los movimientos de cruce recto y de giros a izquierda y derecha desde el acceso Sur de la vía subordinada. Para ello, el método a emplear consiste en calcular los tiempos de cruce o confluencia medios de los vehículos que realizan esas maniobras y añadir a esos tiempos las holguras medias que se consideren apropiadas.

Para ejecutar el ejemplo también se han supuesto ciertos valores que no se midieron en el lugar donde se realizó el estudio mencionado, sino que proceden de otras fuentes o del sentido común. Estos aparecen en la Tabla 3-6.

Cuando un vehículo no para se supuso que procedió a velocidad uniforme, aceptando una brecha restante; pero si recorre una curva debió limitar su velocidad a la máxima que permite la fuerza centrífuga, que se calculó aplicando la siguiente ecuación de la dinámica:

$$V_m = \sqrt{g \times f \times R}$$

- donde: V_m = velocidad máxima en curva (m/s)
 g = aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)
 f = coeficiente de rozamiento lateral (0.4)
 R = radio de la trayectoria del vehículo (m)

Tabla 3-4
Valores de brechas supuestamente críticas en segundos para usarse en trabajos de capacidad de vías

Tipo de maniobra	Carriles en vía prefer.	
	2	4
Giro a izquierda desde vía preferente	5.0	5.5
Mov. de frente desde vía subordinada	6.0	6.5
Giro izquierdo desde vía subordinada	5.5	7.0

FUENTE: *Highway capacity manual*, Special Report 209 de la Transportation Research Board, 3a ed., actualización de 1994, Washington, DC. TRB, 1994), 109.

Tabla 3-5
Datos de interés en la intersección del ejemplo

Longitud del vehículo medio (m)	4.50
Ancho de la vía preferente (m)	11.00
Ancho de la vía subordinada (m)	10.00
Distancias a recorrer en el mov. de frente (m)	
Para rebasar la primera corriente	17.00
Para rebasar la segunda corriente	20.00
Radio del arco circular del mov. a der. (m)	10.70
Radio del arco circular del mov. a izq. (m)	13.70
Velocidad media en vía preferente (km/h)	45.00
Velocidad media en vía subordinada (km/h)	26.00

¹⁹ Guido Radelat, "Comparative effects of 'Yield' signs and 'Stop' signs on traffic approaching a through street from a side street" (Tesis de maestría, Northwestern University, 1964)

Tabla 3-6
Valores supuestos en el ejemplo

Holguras medias para cruzar	
Con el vehículo que viene (s)	3.0
Con el vehículo que pasó (s)	1.1
Holguras medias para confluir	
Con el vehículo que viene (s)	1.3
Con el vehículo que pasó (s)	1.1
Coefficiente de rozamiento lateral *	0.4
Aceleración (m/s ²)*	3.0
Deceleración (m/s)	3.0

*Valores que hemos medido en el terreno

Si el vehículo para, se supuso q. procede con movimiento uniformemente acelerado, con una aceleración de 3.0 m/s², aceptando una brecha íntegra, pero limitando su velocidad a lo que permita la fuerza centrífuga en curva

También se supuso que el conductor medio que termine su giro en la vía preferente va acelerando, mientras que el vehículo que venga detrás de él por esa vía a la velocidad imperante en ella va

decelerando, hasta que sus velocidades se igualen en los puntos D e I respectivamente. Sus velocidades se aproximan a una tasa igual a la suma de la aceleración de uno y la deceleración del otro.

Hay que aclarar que cuando un movimiento interesa dos corrientes vehiculares, lo normal es que el conductor acepte simultáneamente una brecha en cada corriente, pues no debe esperar con el vehículo atravesado en medio de la calzada principal. También el movimiento lo suele realizar aceptando una brecha íntegra y una restante o dos restantes, pues son raros los casos en que los vehículos de dos corrientes de sentido opuesto lleguen simultáneamente a los puntos de conflicto.

Los resultados del modelo conceptual que se ha esbozado aparecen en la Tabla 3-6 así como las medias e intervalos de confianza al nivel de 95 por ciento de los valores correspondientes.

Se puede observar que los valores de las brechas críticas estimadas por el modelo conceptual que se presentó generalmente caen dentro de los intervalos de confianza de los valores equivalentes observados en el terreno. Eso, sin embargo, no es mucho decir porque los intervalos son muy amplios debido a que proceden de muestras diminutas.

Es importante aclarar que los valores de brechas críticas estimados del ejemplo anterior (correspondientes a corrientes sólo de automóviles) son valores posibles y no precisamente típicos, pues el modelo conceptual que se usó simplifica bastante la realidad y depende mucho de los valores de las holguras, que aparte de ser imprecisos, se observaron en

Tabla 3-7
Brechas críticas estimadas por el modelo conceptual y sus valores equivalentes observados en el terreno

Movimiento	Brecha estimada (s)	Brecha medida media e intervalo de confianza (s)*
↑ sin parar		
1a corriente	5.4	5.1<6.2<7.3
2a corriente	5.8	
↑ con parada		
1a corriente	7.4	5.8<6.9<8.0
2a corriente	7.8	
→ sin parar	5.6	5.9<7.0<8.1
→ con parada	7.8	
← sin parar		
1a corriente	6.3	4.5<5.8<7.1
2a corriente	5.5	
← con parada		
1a corriente	8.6	4.5<7.8<8.9
2a corriente	7.8	

* Al nivel de confianza de 95%

cierto lugar y en cierta época ya lejana. Algo así se puede decir de la información tomada en el terreno y aun de los valores de la Tabla 3-4.

Separación

La *separación* o *divergencia* es el proceso opuesto a la confluencia, o sea, el desdoblamiento de una corriente vehicular en corrientes independientes. Es una maniobra mucho más sencilla que la confluencia y muchas veces la precede. En los ejemplos anteriores, los vehículos que giran, antes de efectuar la convergencia con la corriente de la vía preferente, se *separan* de la corriente subordinada.

En los casos mencionados los vehículos que abandonan la corriente subordinada pueden causar demoras a los que van detrás de ellos, pero estas demoras no suelen ser mucho mayores de las que causan los vehículos que siguen en la misma corriente. En cambio, los vehículos que se separan de la corriente preferente para girar a la izquierda e incorporarse en la corriente subordinada sí pueden causar demoras considerables a la corriente preferente, pues disminuyen su velocidad y muchas veces esperan parados a que ocurra una brecha aceptable para girar.

En general, cuando los vehículos que se separan de una corriente vehicular no disminuyen su velocidad para hacerlo, no causan demora alguna, pero si la separación requiere una reducción brusca de la velocidad (como la que exige un ramal de salida de autopista con una curva cerrada y próxima) no solamente causa demoras en la corriente original sino que también puede provocar accidentes. En esos casos se impone la adición de un carril donde los vehículos que abandonan la corriente puedan reducir paulatinamente su velocidad antes de que sea forzoso circular a velocidades muy bajas o detenerse.

Entrecruce

El *entrecruce* llamado también *entrecruzamiento*, *trenzado*, o *mezclamiento*, ocurre cuando dos corrientes vehiculares, que van en el mismo sentido, confluyen, siguen combinadas por cierto tiempo y luego se separan. Al ocurrir esta confluencia y separación, cierto número de vehículos pasan de la corriente de la izquierda a la derecha y viceversa, mediante cambios de carril, cruzando mutuamente sus trayectorias, por lo que se llama entrecruces a esas maniobras. El trecho de la vía donde tienen lugar los entrecruces se llama *tramo de entrecruce*. En la Figura 3-12 se muestra uno de estos tramos. Estos tramos pueden existir en cualquier tipo de vías: autopistas y autovías, carreteras de dos carriles, arterias urbanas, glorietas convencionales, etc., pero son más frecuentes en autopistas y allí es donde tienen mayor importancia.

En el tramo de entrecruce de la Figura 3-12 se pueden distinguir cuatro corrientes: A y B que confluyen en el tramo, y C y D que se

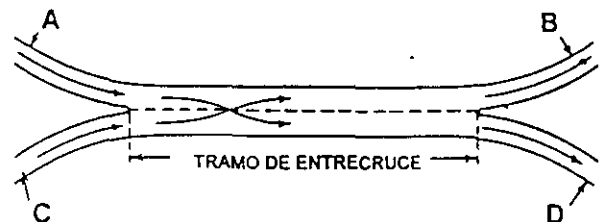


Figura 3-12 Tramo de entrecruce elemental típico

separan al salir del mismo. Los vehículos que se entrecruzan son los que van de A a D y de a B, y para poder dirigirse a sus destinos deberán cambiar de carril. Habrá, por lo tanto, cambios de carril contrarios, que no sólo pueden entrar en conflicto, sino que también afectan los vehículos que no necesitan cambiar. Como todos los cambios de carril deben hacerse en el tramo de entrecruce, no es raro que algunos vehículos disminuyan su velocidad y aun se detengan para no perder la oportunidad de cambiar. Todo esto puede causar bastante turbulencia que se traduce en inseguridad y demoras.

La seguridad y eficiencia de un tramo de entrecruce depende en gran parte de los factores siguientes:

1. *Diferencia entre las velocidades de las corrientes que confluyen.* Mientras menor sea esta diferencia, menor será la brecha mínima aceptable para cambiar de carril y más frecuente la ocurrencia de brechas aceptables.
2. *Longitud del tramo de entrecruce.* Mientras más largos sean los tramos, mayor libertad tendrán los vehículos para maniobrar lo que permitirá que mayor número de vehículos puedan entrecruzarse a mayor velocidad.
3. *Número apropiado de carriles en el tramo.* Por ejemplo, si en el tramo de la Figura 6-12 hubiera sólo dos carriles, habría más turbulencia que si hubiese cuatro, pues en este último caso la interacción vehicular no sería tan intensa. Por otra parte, un aumento en el número de carriles obligaría a efectuar más cambios de carril a los vehículos que se entrecruzan lo que complicaría más las maniobras y sus efectos.
4. *Volumen de vehículos que intervienen.* Si los demás factores son constantes, a mayor volumen (especialmente de vehículos que entrecruzan) habrá mayor interacción vehicular, y por ende mayor turbulencia.
5. *Configuración del tramo de entrecruce.* Esto es, la posición relativa de carriles de entrada y salida del tramo, lo que influye en la cantidad de cambios de carril que ocurren, y por lo tanto en la interacción vehicular.

El fenómeno del entrecruce es complejo, y su definición analítica no es ni fácil ni precisa. Hay varios modelos que tratan de representarlo.

ADELANTO

Llamamos *adelanto* a la maniobra mediante la cual un vehículo se sitúa delante de otro u otros que lo precedían en el mismo carril. También se denomina *adelantamiento*, *sobrepaso* o *rebase*.

Adelanto en vías de un carril por sentido

Aquí el adelanto consiste generalmente en dos cambios de carril. Primero, el conductor de un *vehículo adelantante* se aproxima al vehículo (o vehículos) que quiere adelantar (*vehículos*

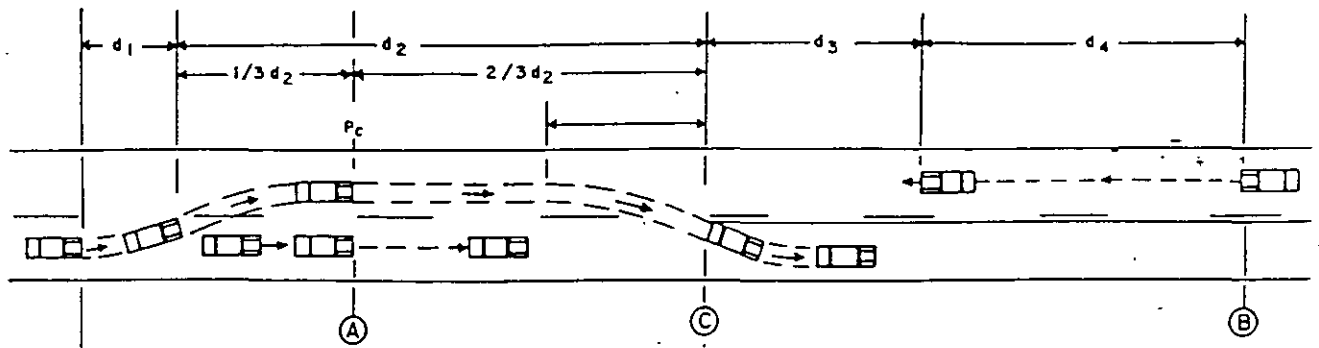


Figura 3-13 Esquema básico de la maniobra de adelantamiento según la AASHTO en una vía de dos carriles y dos sentidos

adelantados), se cerciora de que no venga un tercer vehículo en sentido contrario (*vehículo opuesto*) en una distancia que considera "prudencial", pasa al carril izquierdo, sobrepasa el otro vehículo (o vehículos) y luego regresa al carril derecho.

Se pueden distinguir dos tipos básicos de adelantamientos: (1) *sin seguimiento*, cuando el vehículo adelantante cambia de carril antes de aproximarse al adelantado y lo sobrepasa sin disminuir apenas su velocidad y, (2) *con seguimiento*, si el vehículo adelantante sigue al que va a adelantar durante cierto tiempo y luego lo rebasa. En el segundo tipo, el vehículo adelantante posterga el adelantamiento hasta que perciba una distancia libre suficientemente larga para realizar la maniobra al nivel de riesgo deseado. En uno y otro tipo el regreso al carril derecho puede ser *voluntario* cuando no hay premura por regresar; *forzado* si la hay; y *conflictivo* si obliga al vehículo opuesto a frenar, salirse de la calzada o chocar

Esta maniobra, en su forma más elemental, está indicada gráficamente en la Figura 3-13, para adelantamientos con seguimiento, siguiendo el esquema fundamental elaborado por la American Association of State and Transportation Officials²⁰ (AASHTO).

La Figura 3-13 representa realmente la *distancia visible para adelantar*, que constituye un elemento de diseño importante y que se compone de los siguientes segmentos:

- d_1 = Distancia recorrida mientras el conductor decide si va a adelantar o no y el vehículo adelantante se asoma al carril izquierdo. Muchas veces esto ocurre en el momento en que pasa un vehículo por el carril izquierdo en sentido contrario.
- d_2 = Segmento recorrido mientras el vehículo adelantante está en el carril izquierdo. La AASHTO considera que es necesario un tercio de este segmento para que el vehículo adelantante pueda aparearse con el adelantado. Se supone que la velocidad del vehículo adelantante es 15 km/h mayor que la del adelantado.

²⁰ *Ibid.*, 130.

Tabla 3-8
Distancias visibles recomendadas por la AASHTO para adelantar

Velocidad de diseño (km/h)	Distancia visible (m)
30	217
40	285
50	345
60	407
70	482
80	541
90	605
100	670
110	728
120	792

FUENTE: American Association of Highways and Transportation Officials, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* (Washington, DC: AASHTO), 1994, 130.

distancia como $2 \times d_2 / 3$ y supone que los vehículos adelantante y opuesto van a la misma velocidad.

Al ingeniero de tránsito le interesa conocer las distancias visibles establecidas para adelantar, a fin de determinar en qué tramos de vía se puede sobrepasar (prudentemente) o no. La Tabla 3-8 presenta estas distancias recomendadas por la AASHTO, que son muy conservadoras, pues se emplean para diseños que requieren un factor de seguridad.

Brechas mínimas aceptables para adelantar

El conocimiento de estas brechas es importante para el ingeniero de tránsito, pues lo capacita para estimar cuántos adelantos se pueden realizar en un tramo de vía, si conoce la probabilidad de ocurrencia de brechas de al menos ese tamaño en la corriente vehicular opuesta al sentido que se considera. El conductor, en cambio, se fija más en la *distancia para adelantar*, es decir, la que dispone para realizar la maniobra. Esa distancia suele comprender cierta holgura entre el fin del adelanto y el encuentro con el vehículo opuesto real o esperado. Empezaremos por determinar en forma conceptual los valores de las distintas variables del adelanto, para luego compararlos con valores procedentes de otras fuentes y observados en el terreno.

Definimos la *brecha de adelanto*, en general, a la que existe entre el vehículo adelantante y el vehículo opuesto en el momento en que el conductor del primer vehículo decide adelantar. Esta brecha puede considerarse íntegra si el momento de decisión es cuando pasa un vehículo en sentido contrario por el carril izquierdo, y restante si ya ha pasado. Se trata de una brecha muy peculiar entre vehículos que van el uno hacia el otro y que se va cerrando no sólo por uno de sus extremos sino por los dos. Se mide por el lapso que transcurre entre el momento en que un conductor inicia la maniobra de adelanto hasta el instante en que el vehículo opuesto pasa por el punto en donde estaba el vehículo adelantante al inicio del adelanto. Este lapso es lo que tarda el vehículo opuesto en recorrer la distancia $d = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$, pero (a diferencia de lo supuesto por la AASHTO para distancias visibles) consideramos que el segmento d_4 es el trecho recorrido por el vehículo opuesto desde el inicio

d_3 = Distancia entre el vehículo adelantante, al fin de su maniobra, y el vehículo opuesto. Es el espacio de holgura.

d_4 = Segmento recorrido por el vehículo opuesto para encontrarse con el adelantante. Este recorrido pudiera ser desde que el vehículo adelantante inició la maniobra de adelanto, pero teniendo en cuenta que el conductor de ese vehículo se puede arrepentir de adelantar en cualquier momento hasta aparearse con el vehículo adelantado, la AASHTO toma esa

del adelanto hasta que los dos vehículos se cruzan. La distancia d es, por tanto, la *separación* entre los vehículos adelantante y opuesto en el momento en que se inicia el adelanto. La llamaremos *separación inicial*.

Consideramos que el momento en que el conductor decide adelantar es (1) en adelantos con seguimiento, cuando el conductor se dispone a cambiar de carril; y (2) en adelantos sin seguimiento, cuando el frente del vehículo adelantante se pone a la par, en el carril izquierdo, con la parte trasera del adelantado, pues estimamos que el conductor tomó la decisión de intentar el adelanto y cambió de carril con antelación. En este caso la distancia d_1 es cero.

Si denominamos t_1 , t_2 , t_3 y t_4 respectivamente a los tiempos de recorrido de los segmentos d_1 , d_2 , d_3 y d_4 , y T al tiempo para adelantar, de acuerdo con las definiciones anteriores, es evidente que:

$$T = t_1 + t_2 + t_3 = t_4 \quad 3.15$$

Por otra parte, la separación inicial ($d = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$) entre los vehículos adelantante y opuesto, tiene que ser igual a la suma de las distancias recorridas por los dos vehículos desde el inicio del adelanto hasta que se cruzan. También es cierto que en el momento de cruce el tiempo de recorrido de ambos vehículos, desde el comienzo de la maniobra de adelanto, tiene que ser igual. Si llamamos V_a , V_p y V_o respectivamente a las velocidades de los vehículos adelantante, adelantado y opuesto (que suponemos constante), y B a la brecha, tenemos por cinemática:

$$d = BV_o = TV_a + TV_o \quad 3.16$$

$$B = \frac{T(V_a + V_o)}{V_o} = \frac{(t_1 + t_2 + t_3)(V_a + V_o)}{V_o} \quad 3.17$$

donde: d = separación inicial entre vehículo adelantante y opuesto (m)

B = brecha de adelanto (s)

V_a = velocidad del vehículo adelantante (m/s)

V_o = velocidad del vehículo opuesto (m/s)

T = tiempo para adelantar (s)

t_i = ($i = 1, 2, 3$) tiempos parciales de recorrido, que se definen más adelante (s)

Si la brecha de adelanto, B , es la mínima (holguras mínimas), el tiempo para adelantar, T , será el mínimo y la distancia necesaria para adelantar, que llamaremos d_a , será igual a la diferencia entre la separación entre vehículos opuestos que se mencionó, d , y la distancia recorrida por el vehículo opuesto desde el comienzo del adelanto hasta el momento de encuentro. Está dada por:

$$d_a = V_o(B - T) \quad 3.18$$

Valores observados

Es difícil determinar cuáles son los valores típicos de las distancias y tiempos empleados para adelantar, basándose en observaciones en el terreno, por las siguientes razones:

1. Estos valores fluctúan ampliamente pues hay muchas variables que los afectan.
2. Existe disparidad entre los criterios de los observadores respecto a la inclusión de reacciones del conductor y holguras en los tiempos y distancias para adelantar.
3. Para determinar promedios de las distancias y tiempos mínimos para adelantar (que es lo que más interesa al ingeniero de tránsito) hay que conocer no solamente las separaciones y brechas aceptadas para adelantar sino también las *rechazadas*, a fin de estimar cuáles son los valores críticos que tienen la misma probabilidad de ser aceptados que de ser rechazados. Hay muchos estudios que proporcionan información únicamente sobre valores aceptados.

La Tabla 3-10 está basada en componentes espaciales y temporales de maniobras de adelanto aceptados por la "American Association of State and Transportation Studies", convertidos de valores de diseño a valores de análisis de circulación teniendo en cuenta observaciones realizadas por Weaver y Woods. Aun así, los valores parecen conservadores.

Tabla 3-10
Distancias y tiempos empleados en adelantar en carreteras de dos carriles
Adelantos con seguimiento y regreso voluntario

	Velocidades del vehículo adelante y el opuesto (km/h)						
	50	60	70	80	90	100	110
Maniobra inicial d_1 = distancia recorrida (m) t_1 = tiempo invertido (s)	30 3.0	45 3.2	55 3.4	70 3.5	80 3.7	90 3.9	105 4.1
Ocupación del carril izquierdo d_2 = distancia recorrida (m) t_2 = tiempo invertido (s)	105 7.9	135 8.2	165 8.5	200 8.9	230 9.3	260 9.6	290 10.0
Holgura d_3 = distancia recorrida (m) t_3 = tiempo invertido (s)	15 1.3	30 1.7	45 2.1	60 2.6	70 3.0	80 3.4	85 3.8
Vehículo opuesto d_4 = distancia recorrida (m) t_4 = tiempo invertido (s)	135 10.8	180 11.4	225 12.0	270 12.5	315 13.0	355 13.6	395 14.1
Totales $d = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$ $t = t_1 + t_2 + t_3 + t_4$	285 23.0	390 24.5	490 26.0	600 27.5	695 29.0	785 30.5	875 32.0

FUENTES American Association of Highways and Transportation Officials, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* (Washington, DC, AASHTO, 1994), 131 y Graeme D. Weaver y Donald L. Woods, *Passing and no-passing zones signs, markings and warrants*, Texas Transportation Institute. Informe FHWA-RD-79-5 preparado para la "Federal Highway Administration" (Springfield, Virginia National Technical Information Services, 1978)

Tabla 3-11
Longitud y duración de maniobras de adelanto
 Automóviles solamente

Tipo de adelanto	Vel. del vehículo adelantado (km/h)	Longitud del adelanto $\sim d_2$ (m)	Duración del adelanto $\sim t_2$ (s)
Sin seguimiento regreso voluntario	60	140	5.5
	75	170	6.1
	100	190	5.7
Con seguimiento regreso voluntario	60	150	6.8
	75	190	7.4
	100	250	7.7
Sin seguimiento regreso forzado	60	90	3.8
	75	120	5.9
	100	-	-
Con seguimiento regreso forzado	60	100	4.7
	75	130	4.8
	100	170	5.5

FUENTE: G.M. Van Valkenburg y H.L. Michael. "Criteria for no-passing zones", *Highway Research Record No. 366, Traffic control and driver information* (Washington, D.C.: Transportation Research Board, 1971), 8.

Se ha considerado también que la distancia d_4 es la separación inicial entre los vehículos adelantante y opuesto. Corresponden a adelantos con seguimiento entre automóviles, con regreso voluntario al carril derecho e iguales velocidades de los vehículos respectivamente con separación inicial y brecha mínima medias.

La Tabla 3-11 muestra el resultado de observaciones en el terreno de distancias recorridas y tiempos invertidos por vehículos adelantes mientras ocupan en carril izquierdo en la maniobra de adelanto, para distintos tipos de adelanto y velocidades. Lo medido es cercano a nuestras definiciones de distancia d_2 y tiempo t_2 y también de las correspondientes que aparecen en la Tabla 3-10.

McLean²¹, después de haber examinado datos tomados en el terreno desde los años treinta hasta final de los ochenta, ha llegado a la conclusión que la maniobra de adelanto en carreteras de dos carriles sigue tardando alrededor de 10 segundos, lo que correspondería a brechas de unos 20 segundos, y reconoce que las distancias y tiempos medios que se publican son mayores que los mínimos posibles. En efecto, en Colombia hemos observado la aceptación de brechas de menos de 10 segundos, con regreso conflictivo al carril derecho.

Entre los datos examinados por McLean²² se encontraron también los relacionados con las limitaciones al adelanto que impone la distancia de vía visible, aun cuando no se perciba ningún vehículo opuesto. Esta limitación fue de un 40 al 60 por ciento de la que produjo una distancia igual a un vehículo opuesto, lo que indica sin duda que la presencia real de un vehículo que se acerca impresiona más al conductor que la sospecha de que pueda venir.

Adelanto en vías de más de un carril por sentido

Igual que en el caso anterior los adelantos requieren dos cambios de carril, pero aquí los sentidos de circulación son independientes y el vehículo adelantante no tiene que invadir un carril destinado al tránsito en sentido opuesto al suyo. Por lo tanto, después de haber efectuado el primer cambio de carril el conductor de ese vehículo no tiene premura en regresar al carril por donde iba, a menos que así lo requiera el destino de su viaje. Naturalmente, el conductor del vehículo adelantante quiere ir a mayor velocidad de lo que se desplaza el vehículo que va delante de él, pero no efectuará el primer cambio de carril si no

²² McLean, Two-lane highways traffic operations, 293, 295

cree que va a estar libre o va a seguir a un vehículo más rápido. Si los vehículos en todos los carriles van a la misma velocidad (como sucede a veces con gran indignación de los que tienen prisa) no es posible adelantar.

Los adelantos pueden ser *sin seguimiento* o *con seguimiento*. En los del primer tipo, el conductor del vehículo adelantante toma la decisión de adelantar y encuentra una brecha adecuada (íntegra o restante) para cambiar de carril antes de aproximarse al vehículo adelantado, por lo que su velocidad no se reduce mucho. En los del segundo tipo no se cumplen las dos condiciones anteriores y el vehículo adelantante adopta aproximadamente la velocidad del adelantado, que es más baja, hasta que encuentre una brecha (casi siempre íntegra) que le permita cambiar de carril.

Tanto en un tipo de adelanto como en el otro, el primer cambio de carril puede ser *voluntario* (sin premura) o *forzado* (con ella). Este cambio de carril suele ser el crítico, pues después de haber rebasado el vehículo adelantado, generalmente el conductor del adelantante puede regresar al carril primitivo sin ninguna dificultad.

A fin de cambiar de carril, debe haber una brecha (íntegra o restante) en el carril adyacente igual o mayor que la brecha mínima aceptable para ello por el conductor. La Figura 6-15 presenta un esquema básico de esta maniobra en que la distancia afectada por ella está dividida en los siguientes segmentos:

d_1 = Separación entre el vehículo adelantante y el que viene por el carril adyacente, que cierra la posible brecha de adelanto, en el momento en que el conductor del primer vehículo decide adelantar, en B de la Figura 3-14. Al segundo vehículo lo llamaremos *vehículo trasero*.

Para no complicar el esquema, el caso representado es cuando se utiliza una brecha restante para adelantar. Si se empleara una brecha íntegra, el momento de decisión sería cuando la parte trasera del vehículo que abre la brecha (al que llamaremos *vehículo delantero*) se pusiese a una distancia aceptable de la delantera del vehículo adelantante en C.

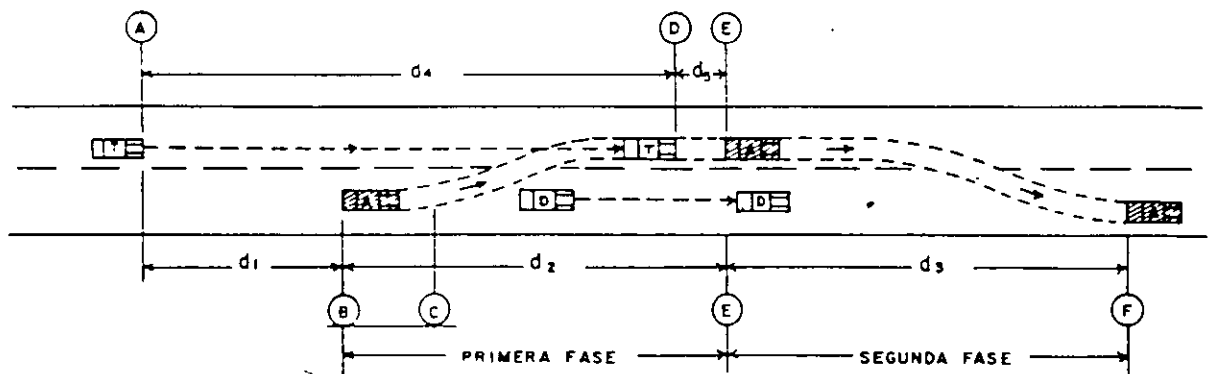


Figura 3-14 Esquema básico de la maniobra de adelanto en vías de más de dos carriles en un sentido

- d_2 = Distancia que emplea el vehículo adelantante para efectuar el primer cambio de carril, modificando o no su velocidad, para alcanzar una velocidad conveniente en el punto E de la Figura 3-15. Al llegar el vehículo adelantante a ese punto, habrá terminado la *primera fase* de la maniobra de adelanto, que suele ser la crítica.
- d_3 = Lo que avanza el vehículo adelantante para regresar al carril original (si regresa). Esta es la *segunda fase* de la maniobra de adelanto, que generalmente no es crítica.
- d_4 = Distancia recorrida por el vehículo trasero *mientras* el vehículo adelantante recorre la distancia d_2 .
- d_5 = Separación que queda entre el vehículo trasero y el vehículo adelantante al final de la primera fase del adelanto (que será pequeña si se ha obligado a decelerar mucho al vehículo trasero).

Brecha mínima para adelantar

Suponemos que el valor de la brecha mínima para adelantar es, *en el momento de decisión*, aproximadamente igual al paso del vehículo adelantante (tiempo que tarda en recorrer su propia longitud) más una holgura mínima con el vehículo delantero, cuando existe, y otra con el trasero. Estas holguras las establece el conductor del vehículo adelantante de acuerdo a su percepción de la situación y el riesgo que quiera correr.

Veamos por qué. La brecha se mide en un punto de la vía y (1) empieza cuando pasa por él la parte trasera del vehículo delantero (no representado en la Figura 3-14); (2) luego entra el vehículo adelantante y su frente pasa por el punto después que transcurre la primera holgura; (3) al terminar otro lapso igual al paso llega al punto la parte trasera del vehículo adelantante; y (4) después de otra holgura pasa el frente del vehículo posterior. Si el vehículo delantero existe, la brecha (íntegra) es entre éste y el vehículo trasero, y se mide en C. Si no existe el delantero tampoco existirá la primera holgura; la brecha (restante) tendrá el mismo valor que la brecha íntegra entre el vehículo adelantante y el trasero, y se medirá en B. En general:

$$B = b_d + P + b_t \quad 3.25$$

- donde: B = brecha mínima de adelanto (s)
 b_d = holgura temporal o brecha entre el vehículo delantero y el adelantante (s)
 P = paso del vehículo adelantante (s)
 b_t = holgura temporal o brecha entre el vehículo trasero y el adelantante (s)

A altas velocidades, el paso del vehículo adelantante es insignificante.

En cualquier caso, en la Figura 3-14 el vehículo adelantante empieza la maniobra de adelanto cuando su parte trasera esté en B. Si no hubiera vehículo delantero, la brecha (restante) correspondería a la separación d_1 ; si lo hubiese, la brecha (íntegra) sería la relativa a la separación A-C.

Valores observados

Hasta ahora no disponemos de resultados de observaciones recientes sobre brechas mínimas para adelantar en calzadas con dos o más carriles para el mismo sentido.

Matson, Smith y Hurd²³ opinan que la mayoría de los conductores necesitan un intervalo (brecha más paso) mínimo de seguimiento de 1.5 segundos y que, por lo tanto, el intervalo mínimo que puede acomodar un vehículo que cambie de carril sería para ellos de 3.0 s (brecha de 2.5 s, suponiendo vehículos de 4.5 m de largo circulando a velocidad de 80 km/h). Sin embargo, afirman los autores citados que se han observado cambios de carril forzados dentro de intervalos de 1.5 s (brechas de alrededor de 1 s).

Wynn²⁴ observó, en una vía rápida de la ciudad de Nueva York, el uso de brechas mucho menores de un segundo en adelantamientos conflictivos donde la diferencia entre las velocidades de los vehículos adelantante, delantero y trasero diferían en menos de 1 km/h, y el vehículo trasero debía reducir su velocidad bruscamente de unos 50 km/h a cerca de 40 km/h. Desde luego, estos son casos extremos.

Efecto de la distribución longitudinal de los vehículos en el adelanto

Ya se ha visto que, para adelantar, el conductor necesita que ocurra una *brecha mínima aceptable* en la fila de vehículos del carril adyacente que utilizará para realizar esa maniobra. A veces esa brecha se mide entre el vehículo adelantante y otro vehículo del carril adyacente, pero en esos casos lo que se mide realmente es la parte *restante* de una brecha entre dos vehículos que van en el mismo sentido. Aunque el conductor del vehículo adelantante observe principalmente la separación entre vehículos, el conocimiento de la brecha correspondiente es lo que permite al ingeniero de tránsito comparar la *demanda* de adelanto, representada por la brecha mínima aceptable, con la *oferta* de adelanto, es decir, las brechas que ofrece la fila de vehículos adyacente, una de las cuales deberá ocupar el vehículo adelantante para poder adelantar.

El tamaño promedio de las brechas en una fila de vehículos que circula por un carril, depende principalmente del intervalo medio que no es más que el inverso del volumen de tránsito por carril o intensidad. De este modo, en general, a menores intensidades de tránsito por el carril adyacente corresponderán mayores ofertas de adelanto. Sin embargo, la distribución de los tamaños de los intervalos también influye mucho en la oferta de adelanto, pues cuando la irregularidad de esa distribución es alta, se ofrecen más brechas aceptables para adelantar que las que brindaría una distribución más regular.

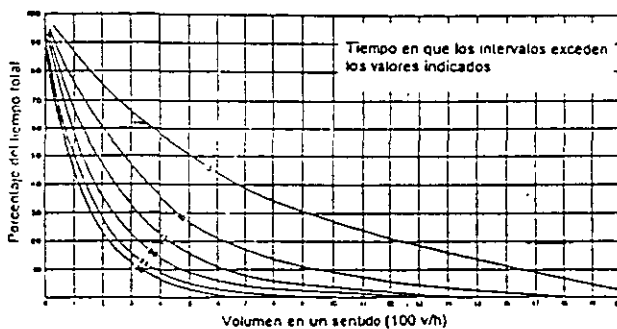
²³Theodore M. Matson, Wilbur S. Smith y Frederick W. Hurd, *Traffic Engineering* (Nueva York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1955), 137

²⁴Wynn, "Weaving practices on one-way highways", 34, 48, 96, 98

Contribuye a aumentar esa irregularidad en la distribución de intervalos la interacción vehicular, que es más notoria en carreteras de dos carriles que en autopistas. En vías de dos carriles, si los volúmenes son altos, la interacción vehicular suele ser muy intensa debido precisamente a las dificultades para adelantar que existen en ellas. Lo curioso es que si esas dificultades son grandes en un sentido, digamos, hacia el Norte, (debido a un tránsito más intenso hacia el Sur o falta de visibilidad) entonces se forman muchos pelotones en ese sentido con claros entre ellos que favorecen los adelantos hacia el Sur. Esos adelantos llenan claros en el sentido Sur, lo que hace aún más difíciles los adelantos hacia el Norte, y así el desequilibrio entre las oportunidades de adelanto por sentido tiende a acentuarse.

En calzadas con dos o más carriles en un sentido la interacción vehicular no es tan intensa porque las brechas mínimas aceptables son menores y no hay restricciones de adelanto por falta de visibilidad. Aquí los claros entre pelotones se llenan con relativa facilidad y la formación de pelotones es mucho menos perjudicial que en las calzadas de dos carriles y dos sentidos, excepto cuando hay congestión.

CARRIL DE CALZADA DE DOS CARRILES Y UN SENTIDO



CARRIL DE CALZADA DE DOS CARRILES Y DOS SENTIDOS

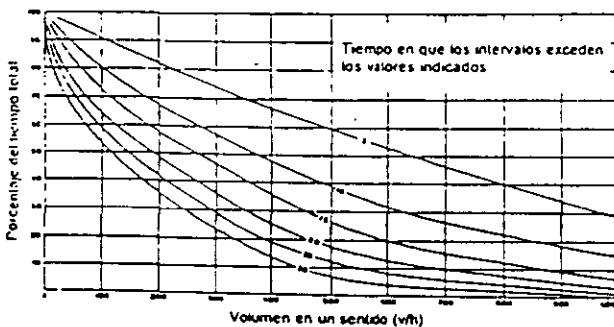


Figura 3-15 Porcentajes del tiempo total en que los intervalos entre vehículos exceden los valores dados en dos tipos de calzada
FUENTE. O K Normann, "Results of Highway Capacity Studies", *Public Roads* 23 (junio, 1942), 74.

➤ EJEMPLO: La Figura 3-15 se basa en los mismos datos de campo que se usaron para confeccionar los histogramas de las Figuras 3-5 A y B. Supongamos que la brecha mínima de adelanto aceptable para un conductor es de 20 s en calzadas de dos carriles y un sentido y de 5 s en calzadas de dos carriles y dos sentidos. Se quiere comparar la facilidad para adelantar en uno y otro tipo de calzada suponiendo que la intensidad del tránsito en el carril adyacente que debe utilizar para adelantar es de 400 v/h y que el paso de los vehículos que transitan por ese carril es despreciable, es decir, que la brecha entre ellos es igual al intervalo. No hay zonas de adelanto prohibido en el tramo considerado del primer tipo de calzada.

Utilizando las curvas de la Figura 3-15 estimamos que la probabilidad de efectuar un adelanto sin demoras en la calzada de dos sentidos es de

0.26 mientras que en la de un sentido es de 0.57. Si la intensidad fuera de 800 v/h estas probabilidades serían de 0.07 y 0.34 respectivamente.

En caso de que la distribución de los intervalos fuese uniforme para 400 v/h el intervalo constante sería de 9 s, de manera que no habría adelantos posibles en la calzada de dos sentidos, mientras que en la de un sentido el adelanto sería prácticamente inmediato. Con distribución uniforme de intervalos e intensidad de 800 v/h resultaría un intervalo constante de 4.5 s por lo que no habría adelantos en ninguna de las calzadas.

Si hubiera habido restricción de adelantos por distancias visibles insuficientes en un 50 por ciento del tramo considerado en el primer tipo de calzada, las probabilidades de adelanto sin demoras en él hubieran sido respectivamente de 0.13 y de 0.035.

Este ejemplo se ha presentado con el objeto de ilustrar las razones principales por las que las calzadas de más de un carril por sentido son más eficientes que las de un solo carril por sentido.

Características funcionales de las corrientes vehiculares continuas

Como se ha visto, la llamada ecuación fundamental del tránsito relaciona *aproximadamente* los valores de los parámetros macroscópicos de las corrientes vehiculares en la siguiente forma:

$$\text{volumen} = \text{velocidad} \times \text{densidad}$$

donde la velocidad es la media espacial y la densidad la aritmética o ponderada, ambas cuando se ha medido el volumen. Es evidente que distintas combinaciones de la velocidad y la densidad pueden producir el mismo volumen, y así sucede que por un punto de una vía puede pasar igual número de vehículos, lentamente y en fila apretada, que rápidamente y en fila abierta.

Ahora bien, existe otra relación entre el volumen, la densidad y la velocidad debido a la *interacción vehicular*. Si todos los vehículos circularan a la misma velocidad no habría tal interacción en una corriente vehicular continua, pero todos los conductores no quieren ir a igual velocidad ni los vehículos pueden. Si hubiera siempre oportunidades para adelantar y todos los vehículos pudieran ir a flujo libre no habría apenas interacciones retardantes entre ellos, pero como obviamente esto no sucede casi nunca, los vehículos más lentos pueden demorar a los más rápidos sin que los últimos puedan apurar a los primeros. Esto quiere decir que cuando hay interacción retardante, la velocidad media de la corriente es menor que cuando no la hay. Conforme aumenta la disparidad entre las velocidades de los vehículos y disminuyen las oportunidades de adelanto crecerá la interacción vehicular y se reducirá la velocidad media de la corriente.

La Figura 3-16 muestra una representación generalizada sobre cómo puede afectar la interacción vehicular a la velocidad media de una corriente vehicular continua según varían el volumen, la densidad de la corriente y la propia velocidad media. La forma real de la curva mostrada depende de las condiciones de vía y tránsito del tramo de vía representado, las que cambian de un tramo a otro y aún en un mismo tramo de un momento a otro. Las coordenadas de un punto cualquiera de la curva son la densidad (abscisa) y el volumen correspondiente (ordenada) para una situación dada. La velocidad media en esa situación está representada por la tangente del ángulo V , que forma con el eje de las abscisas la línea que une al punto considerado con el centro de coordenadas. - Esa tangente es el cociente entre el valor del volumen y el de la densidad para el punto dado. El valor máximo de esa tangente debe representar la velocidad a flujo libre.

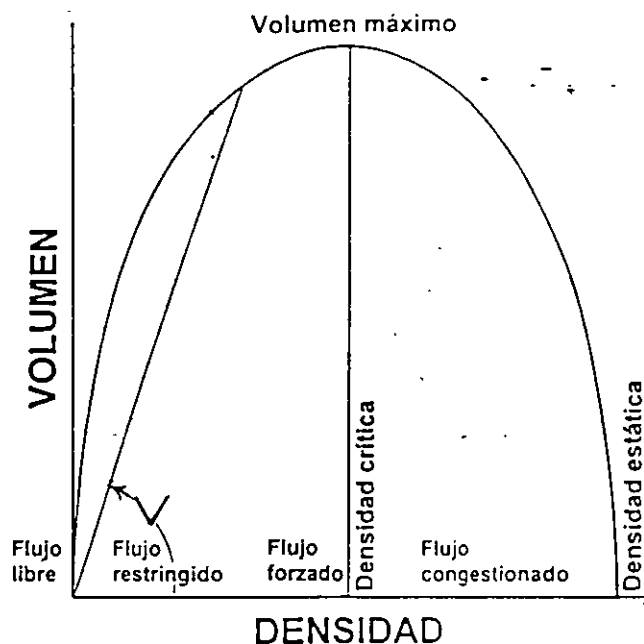


Figura 3-16 Curva generalizada densidad-volumen

Cuando un vehículo está solo o casi solo en la vía su conductor puede circular a la velocidad a flujo libre, pero a medida que crece la demanda de tránsito se insertarán más vehículos en la corriente vehicular y aumentará la densidad de esa corriente. Entonces el conductor tardará menos en alcanzar un vehículo que vaya a menor velocidad de la que quiere ir ese conductor. Si no puede adelantar ese vehículo inmediatamente por falta de brecha adecuada o visibilidad, disminuirá su velocidad de recorrido. Cuando eso sucede con muchos vehículos, se reduce la velocidad media de la corriente. Sin embargo, si la densidad aumenta con mayor rapidez de lo que disminuye la velocidad, se elevará el volumen. Esa elevación de volumen, al reducir el tamaño de las brechas necesarias para adelantar, contribuirá a aminorar aún más la velocidad hasta un punto en que la reducción en velocidad equilibra al incremento en densidad y el volumen no aumenta más, esto es, alcanza el valor *máximo* que permiten las condiciones de vía y tránsito. A los valores de la densidad y velocidad en este punto se denomina *densidad crítica* y *velocidad crítica* respectivamente.

Si en este momento la forma de la curva densidad-volumen no cambia y continúan insertándose más vehículos en la corriente vehicular ocurrirá una *congestión incipiente* pues aumentará la densidad y mucho más la interacción vehicular, lo que hará que disminuya la velocidad con mayor rapidez de lo que aumenta la densidad, lo que resulta en una disminución del volumen. De esta forma, nuevos aumentos en densidad producen nuevas disminuciones de la velocidad media y el volumen hasta alcanzarse *congestión completa*,

cuando tanto el volumen como la velocidad son cero, los vehículos se detienen en una imponente cola y la densidad alcanza un valor máximo al que llamamos *densidad estática*. La Figura 3-16 muestra que para cada valor del volumen inferior al máximo existen dos valores para la densidad y la velocidad.

En todo este proceso la corriente vehicular ha pasado por los diversos regímenes que se definen a continuación:

Flujo libre, cuando prácticamente todos los vehículos circulan libremente. Aunque la Figura 3-16 indica que este régimen está limitado a las cercanías del origen de coordenadas, lo cierto es que en realidad la interacción vehicular no restringe apreciablemente la velocidad de los vehículos hasta que la densidad y el volumen hayan alcanzado valores substanciales, especialmente en autopistas. En esas vías la velocidad media permanece prácticamente invariable hasta que el volumen se encuentra muy próximo a su valor máximo. De esto se trata con más detalles más adelante.

Flujo restringido, que es el que ocurre si la interacción vehicular restringe la velocidad de la mayoría de los vehículos, aunque pocos vehículos forman pelotones.

Flujo forzado, cuando la inmensa mayoría de los vehículos van en pelotones, es decir, en estado de seguimiento. La velocidad de los vehículos se hace irregular y disminuye mucho, pero generalmente éstos no llegan a detenerse. En carreteras de dos carriles esto sucede a densidades y volúmenes mucho más bajos que en autopistas.

Flujo congestionado Aquí el volumen de tránsito que llega al tramo considerado excede el volumen máximo que permiten las condiciones de vía y tránsito. Naturalmente, muchos vehículos tienen que detenerse y estas detenciones se repiten en serie, en forma de una onda perturbadora que se propaga corriente arriba. En el tramo considerado se rompe la continuidad de la circulación y ésta se hace intermitente debido a turbulencia que se origina.

Características funcionales de las corrientes discontinuas

Estas corrientes vehiculares son, naturalmente, las que transitan por vías de circulación discontinua, que suelen encontrarse en medio urbano donde la densidad de actividades humanas es elevada. Se impone la discontinuidad como medio de evitar conflictos entre corrientes que van en distintas direcciones y que deben compartir una misma porción de calzada, generalmente en intersecciones de vías. Los conflictos se evitan deteniendo simplemente los vehículos de una corriente para que pasen los de la otra.

Esas detenciones, que son siempre en puntos fijos de la vía, se pueden hacer de acuerdo a reglas de derecho legal de paso o de derecho del más osado donde no haya indicación en la vía que las indique, pero en esos lugares no suele haber muchos conflictos y no interesan grandemente al ingeniero de tránsito. En donde los conflictos son numerosos se trata de regular las detenciones mediante las indicaciones de señales de "Alto" (que siempre exigen

parar), de señales de "Ceda el Paso" (que exigen parar sólo para ceder el paso) y de semáforos, o bien, por medio de la regulación directa de agentes de la policía de tránsito.

Otra fuente de detenciones de estas corrientes son los conflictos con peatones, especialmente de los vehículos que giran atravesando los cruces legales de peatones. La importancia de estas detenciones está en razón directa al volumen de peatones y al respeto que éstos infunden a los conductores.

Debido a la gran influencia que ejerce la regulación del tránsito sobre las corrientes vehiculares discontinuas éstas son mucho más complejas que las continuas, por lo que es preciso describir su naturaleza con más detalles.

Corrientes reguladas por señales

Estas señales se colocan en la intersección de una vía preferente con otra subordinada, en los accesos de la subordinada. La corriente que va por la vía preferente no se interrumpe en ese lugar, excepto cuando hay giros a la izquierda y quizás también cuando ocurren giros a la derecha.

Si existe una señal de "Alto" que se obedezca, la corriente que circula por la vía secundaria se interrumpe al llegar a la intersección y luego los vehículos van entrando en ella, uno a uno por carril, según vayan encontrando brechas aceptables en la corriente preferente, siempre que las salidas de la intersección estén libres. Cuando los intervalos de llegada entre vehículos son menores que los de entrada a la intersección o las salidas de ésta se encuentran obstruidas, se forman colas en el acceso. Si la situación es grave, estas colas pueden llegar a la intersección corriente arriba y obstruirla si no se toman medidas para impedir la anomalía. Esto es lo que se llama *rebose de cola*.

Cuando existe una señal de "Ceda el Paso" o una de "Alto" que no se respeta, la corriente vehicular sólo se detiene cuando no hay brechas aceptables para entrar en la intersección o cuando las salidas están obstruidas. Si tampoco se respeta la prioridad de la vía preferente, las corrientes vehiculares se interrumpirán en las dos vías y lo que imperará será el derecho del más osado.

Este tipo de regulación por señales puede producir colas pero, si se obedece, no suele generar pelotones.

Corrientes reguladas por agentes de policía y semáforos

El medio más importante para interrumpir corrientes vehiculares en una vía de circulación discontinua son los agentes de policía y sobre todo los semáforos. Mediante ellos se detienen y se dejan pasar alternativamente los vehículos que realizan uno o más movimientos, de manera que sólo se puede circular durante parte del tiempo total.

El agente y los semáforos detienen las corrientes en todos los accesos a intersecciones, otros puntos de la vía, donde se suelen formar colas con los vehículos que van llegando por la vía y por otras que desembocan en ella. Como se ha explicado al tratar de la distribución longitudinal de vehículos, cuando se permite que las colas se pongan en marcha, éstas se transforman en pelotones, que se van disipando hasta que los vehículos son detenidos de nuevo y vuelven a formar nuevas colas. Aquí también pueden ocurrir (y ocurren frecuentemente) reboses de cola que obstruyen intersecciones corriente arriba.

Cuando las indicaciones de los semáforos no se obedecen éstos suelen funcionar aproximadamente como señales de "Ceda el Paso". Si no se respetan las órdenes del agente de policía, el problema es de crisis de autoridad y trasciende la ingeniería de tránsito.

Parámetros de corrientes vehiculares discontinuas

Ya se ha visto que los parámetros microscópicos del tránsito: intervalo, brecha y paso, encuentran su aplicación tanto en el análisis de estas corrientes como en el de las continuas. Los parámetros macroscópicos: volumen, la densidad y la velocidad, se usan también para caracterizar estas corrientes, aunque las relaciones entre ellos es mucho más incierta que en el caso de las corrientes continuas, debido a que existen factores poderosos que las enturbian, tales como la regulación del tránsito, las relaciones entre muchas corrientes vehiculares, la interferencia de los peatones, las paradas de autobuses y taxis, y los estacionamientos. Sin embargo, se ha observado en arterias urbanas²⁵ que cuando la densidad es suficientemente alta ésta ejerce un efecto significativo en la velocidad de recorrido de los vehículos. No obstante, esta densidad no es completamente comparable a la de las corrientes continuas pues la distribución longitudinal de los vehículos es distinta.

Ya que las corrientes vehiculares discontinuas están muy afectadas por la regulación del tránsito, en su análisis interesa conocer también los valores de ciertas variables relacionadas con esa regulación, tales como las demoras medias por detención en las intersecciones, el número de paradas de los vehículos y la programación de los semáforos.

²⁵ Guido Radclat, Juri Raus y Fred A. Wagner "A method for evaluating the efficiency of traffic operation in a signalized system". Trabajo presentado al Comité de Calidad del Tránsito del entonces "Highway Research Board" durante su Reunión Anual No. 45, enero de 1966.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERIA DE TRANSITO

ELEMENTOS DE TRANSITO, VOLUMEN Y VELOCIDAD

EXPOSITOR: DR. GUIDO RADELAT EGÜES

1997

2. ELEMENTOS DEL TRANSITO, VOLUMEN Y VELOCIDAD

Por Guido Radelat Egües

ELEMENTOS DEL TRANSITO

Los elementos básicos del tránsito son, indiscutiblemente, el *elemento humano*, el *vehículo* y la *vía*. Ahora bien, antes de describirse estos elementos es preciso adelantar algunas definiciones básicas que ayuden a comprender lo que se va a tratar.

Definiciones básicas

Vía, tránsito y circulación

Entendemos que *vía* es un lugar debidamente acondicionado para el paso de peatones, vehículos o ambos, pero en esta obra usaremos el término únicamente para referirnos a vías terrestres que no sean vías férreas, tales como calles, carreteras, autopistas, etc. En la vía se pueden distinguir la *calzada*, que es por donde pasan los vehículos, y los *carriles* que son las franjas de la calzada que pueden acomodar una sola fila de vehículos de cuatro o más ruedas.

Según el *Diccionario de la Real Academia Española*, *tránsito* es acción de *ir o pasar de un punto a otro por vías o parajes públicos*. También en ese diccionario se ha agregado a la palabra *tráfico* la definición de: *tránsito de personas y circulación de vehículos por calles, carreteras, caminos, etc.*, que resulta una definición más moderna. Es decir que tanto *tránsito* como *tráfico* son términos admitidos oficialmente en la lengua castellana para designar el movimiento de personas y vehículos. Sin embargo, en el lenguaje técnico preferimos utilizar *tránsito* por ser un vocablo más preciso, pues concuerda con el verbo *transitar* y el adjetivo *transitable*, y por ser más castizo. Consideramos que las *unidades del tránsito* son los peatones y los vehículos, pues las bestias son raras en las vías modernas.

La palabra *circulación* se usa a menudo como sinónimo de tránsito, pero aquí le damos un significado ligeramente distinto y es para nosotros *el movimiento de peatones o vehículos por una vía en particular*. Es un concepto más específico que tránsito, que se refiere más al movimiento de grupos de peatones o vehículos que al paso de uno solo de ellos.

Importancia del elemento humano

El conductor, junto con, el motociclista, el ciclista, y el peatón constituyen el elemento humano activo del tránsito. El elemento humano pasivo es el pasajero, pero como su influencia directa en el tránsito es prácticamente nula, sólo se tendrá en cuenta cuando se haga referencia a los vehículos de alta ocupancia y al transporte colectivo.

El elemento humano activo le imprime a la ingeniería de tránsito características especiales que la distinguen de la mayoría de las otras ingenierías. El comportamiento humano ante las medidas del ingeniero de tránsito es mucho más difícil de predecir que los resultados de las acciones del ingeniero estructural, por ejemplo, respecto a los materiales que considera. No solamente las reacciones humanas varían de un individuo a otro, sino que el medio en que viven ejerce influencias significativas en esas reacciones. Ese medio y sus influencias varían geográficamente, y es por esto que procedimientos para caracterizar fenómenos de tránsito o para solucionar sus problemas, que dan buenos resultados en un lugar, pueden producir disparates en otro. Lo mismo se puede decir con respecto a los cambios sociológicos que se producen a través del tiempo.

El conductor

El ingeniero de tránsito debe conocer hasta donde sea posible las características físicas y mentales del conductor, para comprender mejor su papel en el mecanismo del tránsito, a fin de reglamentarlo bien y establecer normas acertadas para diseñar los elementos de la vía cuya instalación, construcción o modificación tengan que ver con el tránsito. El tipo de conductor y las situaciones que interesan al ingeniero de tránsito varían según la naturaleza de la cuestión que tenga entre manos. Si busca una solución que produzca óptimos beneficios al conjunto de conductores habituales y no hay problemas apreciables de seguridad, le interesan el conductor promedio, situaciones esperadas y condiciones normales. Ejemplo: determinación del momento en que una vía utilizada principalmente por viajeros cotidianos va a estar congestionada, para planear mejoras en su capacidad. Si por contrario la seguridad es un elemento importante y la proporción de conductores no familiarizados con la vía es significativa, entonces le interesarán el conductor deficiente, situaciones inesperadas y condiciones adversas. Ejemplo: señalización de una autopista rural.

Características físicas del conductor

La *tarea de conducir* exige que el conductor (1) *domine* su vehículo; (2) lo *guíe* por la vía a la velocidad que quiera y pueda ir, obedeciendo (esperamos) las reglas del tránsito, y teniendo en cuenta a los peatones y demás vehículos; y (3) *oriente* su vehículo hacia donde quiera ir. Para ello depende grandemente de su experiencia y sus condiciones físicas y mentales.

La *vista del conductor* es uno de los principales factores humanos que debe tener en cuenta el ingeniero de tránsito. El conductor se guía principalmente por sus percepciones visuales y hay que estar seguro que esas percepciones proporcionan al conductor la información que necesita para conducir. Debe distinguir el rumbo de la vía por donde va, la presencia de peatones y otros vehículos, así como señales y semáforos y sus indicaciones, de día y de noche, con tiempo suficiente para poder efectuar los cambios en la dirección y marcha de su vehículo que sean precisos.

Para manejar su vehículo, el conductor depende también de sensaciones acústicas, odoríferas, táctiles, térmicas, musculares y de estabilidad; pero ninguna de ellas resulta tan importante para él como las sensaciones ópticas. La sensibilidad física del conductor

disminuye con su edad, pero como su madurez y experiencia aumentan con ella, éste trata de compensar generalmente sus deficiencias sensoriales con un mayor grado de atención al manejar.

Características mentales: tiempo de reacción

Uno de los factores más importantes en relación con el tránsito es el *tiempo de reacción*, es decir, la rapidez con que puede responder el conductor a circunstancias esperadas o inesperadas. La respuesta del conductor es una reacción a estímulos exteriores y se manifiesta de la manera siguiente:

Los sentidos recogen las impresiones del medio externo que son transmitidas en forma de *sensaciones* al cerebro y médula espinal por medio de los nervios sensitivos. Estas sensaciones pueden provocar reacciones inmediatas por parte del individuo, en forma instintiva sin depender de la voluntad del mismo. A esas reacciones se les llama *actos reflejos*.

Sin embargo, en el caso del conductor la mayoría de sus actos son *voluntarios*, y requieren que las sensaciones de los sentidos sean reconocidas por el sistema cerebro-médula espinal y se conviertan en *percepciones*. Luego, las percepciones deben ser analizadas por un proceso de *intelección* mediante el cual se comparan con experiencias pasadas y se decide lo que hay que hacer. Mientras menos sean las experiencias con que se cuente y haya que hacer más interpretaciones, más larga será la duración de la intelección. Finalmente, una vez terminada la intelección, mediante la *volición* o voluntad de actuar el individuo decide el envío de un mandato determinado a los músculos, a través de los nervios motores.

En la mayoría de los casos, antes que el conductor pueda actuar, debe tener lugar ese proceso de sensación, percepción, intelección y volición, a cuya duración llamaremos, para simplificar, *tiempo de reacción*. Ese tiempo es el que transcurre, por lo tanto, desde que el individuo recibe una impresión, hasta el momento en que empieza a reaccionar respondiendo a esa impresión. El tiempo de reacción depende de muchos factores, tales como las emociones del individuo, y el estado de su sistema sensorial en el momento de recibir la impresión, pero tarda desde menos de un segundo en casos sencillos, hasta cuatro o cinco segundos cuando el proceso de intelección es complicado.

El cansancio, enfermedades, defectos físicos, obscuridad, condiciones del tiempo, y sobre todo, la ingerencia de alcohol y narcóticos, modifican el estado del sistema sensorial del conductor, y por tanto, su tiempo de reacción. También la edad del conductor y sus condiciones físicas en general influyen en su rapidez para reaccionar.

Características mentales: destreza y actitudes

Todos los conductores no manejan del mismo modo, ni aun un mismo conductor maneja siempre igual. Su actuación en la vía está influida poderosamente por dos variables: su *destreza* y sus "*actitudes*".

La *destreza* se define como la habilidad, arte o primor con que se hace una cosa y es el grado de desarrollo a donde se ha llegado con respecto a la capacidad o aptitud que se tiene. La destreza del conductor se manifiesta en el mejor dominio del vehículo y la mayor exactitud para apreciar distancias y velocidades. Depende de cualidades propias del individuo, pero también de la manera y a la edad en que éste aprenda a manejar y de su experiencia como conductor. Por eso es que resulta tan importante que se enseñe a conducir con métodos apropiados tan pronto tenga edad para manejar vehículos.

Llamamos *actitud* del conductor a la tendencia, más o menos matizada por la emoción, de reaccionar positiva o negativamente en presencia de un objeto psicológico. Las actitudes del conductor influyen en su comportamiento en la vía y pueden contribuir a que el ambiente vial sea plácido y seguro, u hostil y peligroso.

Las "actitudes" negativas son responsables de que muchos conductores corran riesgos innecesarios, no quieran dejarse adelantar por otros u obstruyan el tránsito sin tener en cuenta a los otros vehículos. Es notorio que a los conductores jóvenes corresponda mayor número de accidentes aunque ellos alcancen mejores calificaciones en las pruebas de destreza.

La actitud, por tanto, influye poderosamente en el *nivel de riesgo* que asume un conductor, es decir, en la cuantía del riesgo a accidentarse que está dispuesto a correr en toda circunstancia, en vías seguras y en vías inseguras. Hay, sin embargo, otros factores que influyen en ese nivel de riesgo tales como la premura por llegar al destino del viaje, el tiempo en que se ha estado conduciendo, preocupaciones y distracciones.

El peatón

Otro componente del elemento humano del tránsito es el peatón. Su influencia en las vías rurales es prácticamente nula, excepto cerca de las poblaciones, pero en las ciudades y especialmente en los distritos comerciales, es un importante factor que complica los problemas de circulación.

El peatón es generalmente más indisciplinado aún que el conductor y no se obliga tan estrictamente a obedecer las leyes del tránsito. No obstante, su falta de protección física lo expone a mayor riesgo cuando tiene que compartir la vía con los vehículos. Por eso un gran porcentaje de las personas muertas en accidentes de tránsito son peatones.

El peatón puede apreciar las condiciones del tránsito con mayor exactitud que el conductor, debido entre otras cosas, a su mejor visibilidad y bastante menor velocidad. Sin embargo, muchos peatones no reconocen las limitaciones de los conductores (especialmente los que no saben manejar) y corren riesgos excesivos al confiar su protección a los conductores en vez de protegerse ellos mismos. Mayores riesgos aún corren los niños y los ancianos; los *primeros* por su inmadurez, poca experiencia y el exceso de energía que los impulsa a correr en situaciones peligrosas; los *segundos* por sus deficiencias físicas, sus reacciones lentas frente a condiciones complejas, y a veces por su testarudez.

En los Estados Unidos los peatones no caminan mucho debido a la superabundancia de vehículos. De acuerdo a Pushkarev y Zupan¹ en ese país los peatones no andan más de kilómetro y medio para ir al trabajo ni más de 800 m para tomar un autobús. La velocidad de marcha media de los peatones sin restricciones es de alrededor de 4.4 km/h o 1.2 m/s, como se observa en la Figura 2-1.

El vehículo

El vehículo es el segundo elemento del tránsito. Las dimensiones y características de funcionamiento de éste son factores básicos para reglamentar el tránsito, diseñar mejoras en vías y proyectar terminales.

Tipos de vehículos y sus características

Aunque es enorme la variedad de vehículos que circulan generalmente por las vías públicas, agruparemos a éstos en cinco tipos fundamentales: (1) automóviles, (2) camiones, (3) autobuses, (4) vehículos de dos ruedas y, (5) otros vehículos

Automóviles. Son vehículos de dos ejes y cuatro ruedas, destinados al transporte de no más de ocho personas o carga ligera. Desde el punto de vista del tránsito este tipo de vehículo comprende los automóviles propiamente dichos y los camiones pequeños, por lo que también se llaman todos ellos *vehículos ligeros*.

Camiones. Denominamos así a los vehículos automotores de más de cuatro ruedas destinados a transportar cargas. Clasificamos a los camiones en *rigidos* y *combinados*.

El *camión rigido* es el que tiene el motor y la parte donde va la carga montados en un mismo chasis. Tiene generalmente dos ejes con seis ruedas, tres ejes y a veces cuatro.

El *camión combinado* consta de una *unidad tractora*, que no puede llevar carga directamente, articulada a un *remolque* o *semirremolque*, o a ambos elementos a la vez. El peso del remolque descansa sobre sus propios ejes mientras que el semirremolque transmite parte de su peso a la unidad tractora. La Figura 2-2 muestra las configuraciones de camiones que se emplean en los Estados Unidos.

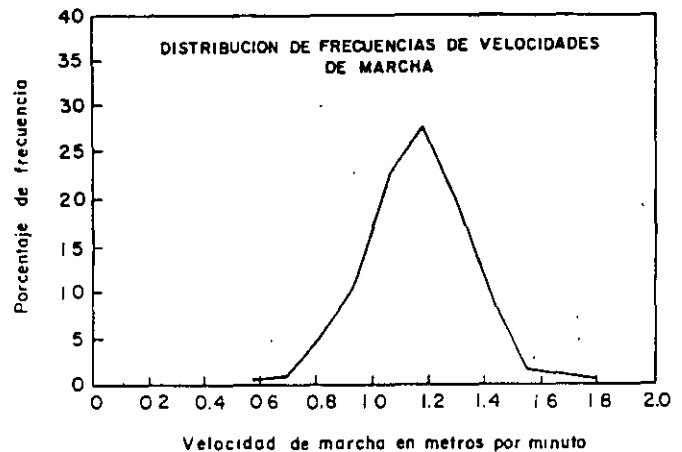


Figura 2-1. Velocidades de marcha de peatones sin restricciones en los Estados Unidos.

¹ B. Pushkarev, y J. M. Zupan, *Urban Space for Pedestrians* (Cambridge, MA, MIT Press, citado por Robert Dewar en *Traffic Engineering Handbook*, red. James L. Pline (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1992), 19.

Autobuses. Son vehículos destinados al transporte de más de 15 personas. La mayoría ellos tienen dos o tres ejes pero hay autobuses articulados para el transporte urbano que tienen más ejes. Aunque hay muchas clases de autobuses, su clasificación principal, desde el punto de vista del tránsito, es entre autobuses urbanos e interurbanos. En la categoría de los autobuses incluimos los trolebuses, cuyo medio de propulsión es la energía eléctrica captada de cables aéreos, aunque ya van desapareciendo del paisaje urbano.

Vehículos de dos ruedas. Son vehículos ligeros para transportar generalmente una o dos personas. Entre ellos distinguimos las bicicletas sin motor o con él, las motonetas y las motocicletas. En muchos países en vías de desarrollo, y especialmente en las ciudades, llegan a constituir el tipo de vehículo más numeroso. Los problemas de tránsito que crean son distintos a los de las corrientes vehiculares de vehículos de cuatro ruedas características de países más desarrollados.

Otros vehículos.

Vehículos para transportar más pasajeros que el automóvil y menos que el autobús, que reciben nombres muy variados de acuerdo a las diferencias en sus características y el medio

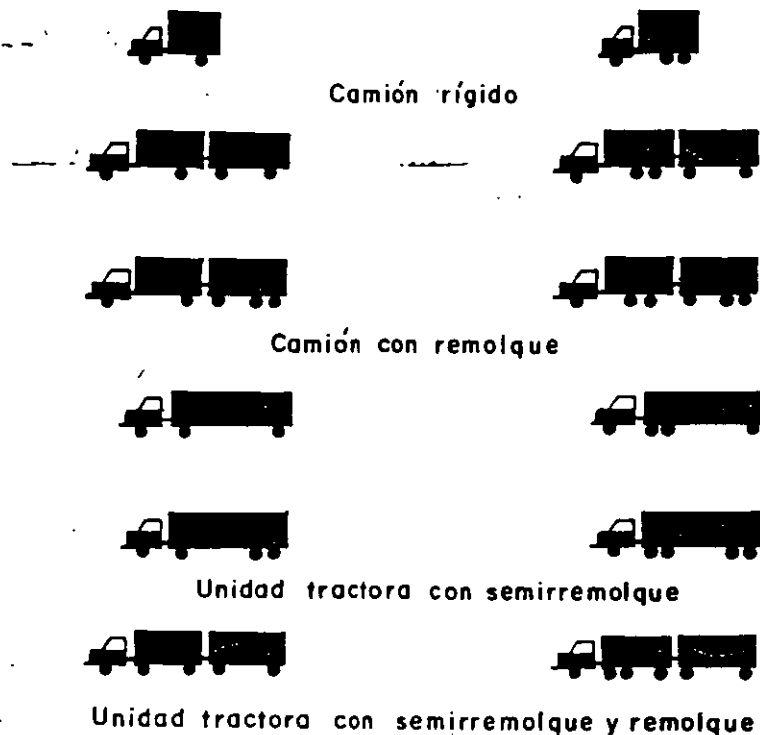


Figura 2-2. Configuraciones de camiones usadas en los Estados Unidos
 FUENTE: Institute of Transportation Engineers, *Technical Council Information Report* (Washington, D C ITE, 1977), 8; tomado de Reference 8

geográfico donde se encuentran. Así tenemos *furgonetas, minibuses, microbuses, busetas, combis, etc.*

Vehículos para circular por terrenos irregulares como los *camperos*. Su campo principal de acción son los caminos sin pavimentar, donde el tránsito es muy escaso, pero también irrumpen en las carreteras pavimentadas con tránsito intenso. Suelen ser vehículos de cuatro ruedas que desarrollan velocidades algo menores que los destinados a vías pavimentadas.

Vehículos sobre rieles, que no interesan mucho al ingeniero de tránsito, pues circulan casi siempre por vías particulares, aunque sus "invasiones" de la vía pública en ciertos cruces pueden crear problemas bastante complicados. De ellos, los que se mezclan con el tránsito público son los tranvías, vehículos característicos de la primera mitad del Siglo XX que estuvieron a punto de desaparecer por completo, pero en algunas ciudades han sido resucitados, modernizados, acoplado unos con otros, y rebautizados con el nombre de *ferrocarriles ligeros*.

Vehículos recreativos, que son muy heterogéneos, pues comprenden desde pequeñas furgonetas especiales hasta grandes casas rodantes. Aunque muchos de ellos se parecen a los autobuses y camiones y, en general, funcionan como ellos, los manejan conductores no profesionales; cuyo comportamiento en la vía a veces deja mucho que desear.

Vehículos de tracción animal que aún no han desaparecido por completo de las vías públicas, pues todavía son numerosos en algunas regiones. Los tirados por caballos desarrollan velocidades comprendidas entre 3 y 10 kilómetros por hora, que son demasiado lentas comparadas con las de los vehículos motorizados, por lo que constituyen un estorbo a la circulación de estos últimos.

Tabla 2-1
Características principales de automóviles, camiones y autobuses*

Característica	Automóviles		Camiones rígidos		Camiones combinados		Autobuses	
	min	máx	min	máx.	min	máx.	min	máx.
Ancho (m)	1.6	2.0	-	2.6	-	2.6	-	2.6
Largo total (m)	3.6	5.6	4.0	13.0	15.0	30.0	7.0	18.0
Altura (m)	1.2	1.7	2.1	4.4	2.1	4.4	2.1	4.4
Peso del vehículo cargado (kg)	700	2,000	5,000	30,000	15000	50000	7000	17000
Potencia nominal (cv)	80	210	70	350	149	500	100	220
Rel peso/potencia (kg/cv)	10	50	50	200	60	350	30	180
Capacidad (personas o kg)	2	7	5000	10,000	8000	35000	15	60

NOTA. Estos valores necesitan actualizarse

Dinámica del vehículo automotor

A este vehículo se le llama así porque lo mueve generalmente un motor de combustión interna. Este motor convierte la energía química de una mezcla de combustible y aire en la energía mecánica necesaria para mover el vehículo.

Potencia del motor

Según la dinámica, potencia es el *trabajo* que se produce en la unidad de tiempo, y trabajo es el producto de una *fuerza* por la *distancia* que ésta mueve su punto de aplicación. Así es que:

$$\text{potencia} = \frac{\text{fuerza} \times \text{distancia}}{\text{tiempo}}$$

pero

$$\text{velocidad} = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}}$$

por lo tanto:

$$\text{potencia} = \text{fuerza} \times \text{velocidad}$$

La unidad métrica de potencia usada mucho en la América Latina es el *caballo de vapor o de fuerza (cv)*, que es la potencia necesaria para levantar 75 kg de peso a un metro de altura cada segundo. En los Estados Unidos se utiliza el "*horsepower (HP)*", que equivale a 1.0139 cv. Como la diferencia entre las dos unidades es inferior a la precisión con que se con generalmente la potencia de los vehículos, aquí emplearemos la denominación *caballo* y símbolo *cv*, para indicar indistintamente el caballo de vapor o el "horsepower".

La *potencia nominal o bruta* de un motor es la potencia máxima que dan los fabricantes y se obtiene en el "banco de prueba" directamente del motor nuevo, a 20° C, y al nivel del mar. La *potencia efectiva o neta* es la potencia máxima que entrega el motor instalado en el vehículo para la propulsión del mismo, en condiciones normales de funcionamiento; pero éste rara vez funciona con su potencia máxima. La diferencia entre la potencia bruta y la neta es causada (1) por los elementos instalados en el vehículo que debe también accionar el motor, tales como ventiladores, generadores, etc., (2) la altitud y temperatura, (3) el envejecimiento del vehículo por desgaste de sus piezas, y (4) el trato y conservación dado al mismo. Según Harwood², en los Estados Unidos, esas pérdida de potencia en automóviles constituyen como un 50% de la potencia bruta, y en camiones, alrededor del 10%. La Federación de Camioneros de la República Argentina estima que las pérdidas de potencia en camiones deben representar de un 18% al 20% de su potencia bruta³. Mendoza y Jiménez⁴ hallaron

² Douglas W. Harwood, "Traffic and vehicle operating characteristics", *Traffic Engineering Handbook*, red. James L. Pline (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1962), 35.

³ Alfonso de la Torre y otros, "Estudio de un modelo matemático para determinar la velocidad media de los vehículos pesados del parque automotor argentino (San Juan, Argentina: Universidad Nacional de San Juan, Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña, 1989), A13.

⁴ Alberto Mendoza Díaz y Elias Jiménez Sánchez, "Desarrollo de normas para el proyecto del tercer carril de ascenso en carreteras de dos carriles, Fase: Relación peso potencia de los vehículos de carga en México", Publicación Técnica No. 26 del Instituto Mexicano de Transporte, (Querétaro, México: IMT, 1991), 47.

Relación peso/potencia

La relación peso/potencia es útil para conocer la capacidad operativa de los vehículos. Ya se ha visto que el peso de los vehículos es un factor que interviene en todas las resistencias que se oponen a su avance, excepto la del aire. Sin embargo, en los casos más críticos, cuando las resistencias hacen reducir grandemente la velocidad del vehículo, la resistencia del aire no es importante. Por otra parte, la fuerza tractora máxima que pueden ejercer las ruedas motrices de los vehículos está relacionada con la potencia neta máxima del motor.

La relación peso/potencia la calculamos aquí dividiendo el peso bruto del vehículo cargado en kg entre la potencia neta del motor en cv (kg/cv). Hay quien calcula el inverso de esta relación (potencia/peso) expresada en vatios (o watts) por kilogramo (W/kg). La equivalencia de esta unidad con kg/cv es:

$$\text{Número de } kg / cv = \frac{736}{\text{número de } W / kg}$$

En los países donde se utiliza el sistema de medidas inglés se define esa relación en términos de lbs/HP, cuya equivalencia con kg/cv es:

$$\text{Número de } kg / cv = 0.447 \times \text{número de } lbs / HP$$

No es fácil calcular con exactitud la relación peso /potencia de los vehículos, especialmente la de los camiones. En primer lugar, si bien se puede hallar con relativa facilidad la potencia bruta o nominal de un camión, no se conoce bien el valor de los factores que transforman esa potencia en potencia neta o efectiva. En segundo lugar, el peso de la carga del camión puede ser tan grande como el peso del vehículo vacío y esa carga es muy variable. El camión puede estar vacío, medio cargado, cargado totalmente, sobrecargado, etc. y el peso específico de la carga puede variar ampliamente.

Como los vehículos pesados funcionan utilizando una mayor proporción de la potencia máxima que los livianos, en aquéllos la relación peso/potencia resulta más importante que en éstos. En los países desarrollados, donde el salario del camionero es elevado y el precio de los vehículos relativamente barato, se tiende a utilizar vehículos más nuevos y costosos, con relaciones peso/potencia bajas, a fin de que desarrollen velocidades más altas y puedan realizar recorridos más largos por día. En cambio, en los países en vías de desarrollo, donde las condiciones son opuestas, la tendencia es al contrario y abundan los camiones con bajas relaciones peso/potencia. En la Tabla 2.3 se presentan relaciones peso/potencia representativos de varios tipos de vehículos.

Tabla 2.3
Valores típicos de relaciones peso/potencia

Tipo de vehículo	Relacion peso/potencia en kg/cv	
	Valor mínimo	Valor máximo
Automóvil	10	30
Autobús	30	180
Camión rígido	50	200
Camión combinado	60	350

Aceleración, deceleración y frenado

Aceleración

Como se ha visto, la diferencia entre la fuerza tractora que puede desarrollar un vehículo y la que se consume en vencer la resistencia total a su avance, es la fuerza que queda disponible para acelerar. La aceleración que puede imprimir esa fuerza al vehículo, es, según los principios de la dinámica:

$$\text{aceleración} = \frac{\text{fuerza disponible}}{\text{masa del vehículo}}$$

La masa del vehículo es su peso bruto dividido entre la aceleración de la gravedad. En sistema métrico la ecuación de la aceleración se transforma en:

$$a = \frac{gF_d}{P} \quad (2.10)$$

donde: a = aceleración (m/s^2 o $km/h/s$)
 g = aceleración de la gravedad al nivel del mar ($9.81 m/s^2$ o $35.32 km/h/s$)
 F_d = fuerza disponible (kg)
 P = peso del vehículo (kg)

EJEMPLO: En el que se va desarrollando se ha escogido un automóvil, con peso bruto de 1050 kg, potencia de 35 cv y relación peso/potencia de 30. Este automóvil va detrás de un camión a 50 km/h porque no podía adelantarlo, pero tenía suficiente potencia para desarrollar una velocidad más alta. Supongamos que las condiciones de la vía no han variado, excepto que ahora hay visibilidad suficiente para adelantar, y el conductor del automóvil, impaciente por estar siguiendo al camión, quiere acelerar a plena potencia y dejar atrás el molesto impedimento.

El automovilista aplica la potencia máxima de 35 cv de su vehículo y queremos conocer la fuerza tractora en las ruedas motrices que corresponde a esa potencia. Empleando la ecuación 2.2 con $\phi = 1$, $N = 35$ y $V = 50$ km/h obtenemos una fuerza tractora en las ruedas motrices de 189 kg; es decir, 118 kg adicionales después de vencer las resistencias de 71 kg que se oponían al avance del vehículo. Para ver qué aceleración producirán esos 118 kg en un vehículo de 1,050 kg de peso bruto, aplicamos la ecuación 2.10 y obtenemos una aceleración inicial de:

$$a = \frac{9.81 \times 118}{1050} = 1.10 m/s^2 = 4.0 km/h/s$$

Esa aceleración irá disminuyendo porque el aumento en velocidad provoca (1) una disminución en la fuerza tractora total (véase la Ecuación 2.2), y (2) un incremento en la resistencia al avance del vehículo al aumentar la resistencia del aire (véase la Ecuación

2.5). Si no varían las condiciones y el automovilista sigue obstinadamente generando plena potencia, esas circunstancias terminarán por reducir la aceleración a cero, cuando el automóvil alcanzaría teóricamente su máxima velocidad sostenida. En ese momento las resistencias equilibrarán de nuevo la fuerza tractora.

Para hallar aproximadamente esa velocidad máxima haremos uso del equilibrio de fuerza y resistencia y de las Ecuaciones 2.2 y 2.5. Entonces podemos escribir:

$$F_t = R_a + R_r + R_p$$

$$270 \frac{\phi N}{V} = 0.003856V^2 + R_r + R_p$$

Haciendo $\phi = 1$, $N = 35$, $R_r = 24$, $R_p = 32$; quitando el denominador y ordenando términos, queda la siguiente ecuación de tercer grado en V:

$$0.006025V^3 + 56V - 9,450 = 0$$

que nos da un valor de aproximadamente 90 km/h para la velocidad máxima cuando la resistencia contrarresta la potencia.

Para ver cuánto tiempo se tarda el vehículo en alcanzar esa velocidad, suponiendo que la aceleración disminuye uniformemente desde su valor de 4.0 km/h/s a cero; por cinemática se tiene:

$$\text{tiempo} = \frac{\text{cambio de velocidad}}{0.5 \times \text{aceleración}} = \frac{90 - 50}{0.5 \times 4.0} = 20 \text{ s}$$

y el espacio recorrido suponiendo movimiento uniformemente retardado a una velocidad media entre 50 y 90 km/h expresada en m/s:

$$\text{espacio} = \frac{(50 + 90) \times 20}{2 \times 36} = 388.9 \approx 390 \text{ m}$$

Si la rasante hubiera cambiado a horizontal cuando el automóvil adelantó al camión, no habría resistencia por pendiente y la fuerza disponible para acelerar, se hubiese incrementado por el valor de esta resistencia alcanzando $118 + 32 = 150$ kg. La aceleración inicial para un vehículo de 1050 kg de peso habría sido:

$$a = \frac{9.91 \cdot 150}{1050} = 1.4 \text{ m/s}^2 = 5.0 \text{ km/h/s}$$

En el ejemplo anterior también se ha simplificado mucho la realidad y sus resultados no necesariamente corresponden a los de circunstancias reales, aunque se aproximan a ellos.

* También la resistencia a la rodadura aumenta con la velocidad, pero en la ecuación (2.4) que se usa aquí, se desprecia ese aumento.

Aparte de la relación entre las distintas variables, se quiere ilustrar aquí la influencia que tiene la relación peso/potencia en la velocidad de los vehículos en vías rurales. Un camión de 100 kg por cv desarrolla una velocidad de sólo 50 km/h en una pendiente del 3 %, donde un automóvil de 30 kg por cv alcanza una velocidad de 90 km/h. En pendientes más empinadas, donde las velocidades son más bajas y la resistencia del aire no es tan fuerte, la diferencia entre las velocidades de esos vehículos sería mayor.

La Tabla 2.4 presenta valores de aceleraciones máximas que se aproximan más a la realidad, pero corresponden a vehículos norteamericanos que en general tienen relaciones peso/potencia inferiores a las de los vehículos que predominan en la América Latina. De todos modos, estos valores sirven para apreciar la relación que hay entre las características operativas de automóviles y camiones.

EJEMPLO: Supongamos que un camión está a la cabeza de una cola de vehículos detenidos en una vía urbana ante la luz roja de un semáforo en los Estados Unidos. El camión tiene una relación peso/potencia de 50 kg/cv, mientras que un automóvil que está detrás de él tiene una relación de 12. La luz roja cambia a verde y los vehículos arrancan. Si se supone que su movimiento es uniformemente acelerado (que no lo es), de acuerdo con los valores de la Tabla 2-4, el camión con una aceleración máxima de 0.6 m/s^2 necesitaría como mínimo 19 segundos [$40 \div (0.6 \times 3.6)$] para alcanzar una velocidad razonable de 40 km/h. El automóvil que va detrás, con una aceleración máxima de 2.6 m/s^2 puede desarrollar esa velocidad en cuatro segundos [$40 \div (2.6 \times 3.6)$], pero como sigue al camión demora los mismos 16 segundos que tarda éste; por tanto, experimenta una demora innecesaria de 12 segundos en el arranque.

Este ejemplo muestra las ineficiencias que produce la mezcla de vehículos de distintas relaciones peso/potencia en medio urbano debido a las diferencias en las *aceleraciones*. En el anterior se mostró que, en medio rural, esas ineficiencias se deben principalmente a diferencias entre *velocidades*.

Excepto en casos de necesidad, rara vez se usan las tasas de aceleración máximas, pues son incómodas para los ocupantes de los vehículos, especialmente para pasajeros que van de pie en autobuses, y castigan mucho al vehículo. La Tabla 2-5 presenta aceleraciones normales típicas para automóviles en los Estados Unidos.

Deceleración y frenado

Si el conductor de un vehículo deja de alimentar combustible a su motor, la fuerza tractora en la ruedas motrices será nula. Sin embargo, el vehículo continuará avanzando en virtud de su inercia, pero a su movimiento se opondrán las resistencias a la rodadura, del aire, y las debidas a la pendiente y curvatura, si existen. También el motor y su transmisión ejercen otras resistencias al avance del vehículo. Si no hay pendiente descendente, todas estas resistencias terminan por detener el vehículo, pero a una tasa de deceleración muy baja, excepto si el vehículo va a altas velocidades cuando la resistencia del aire (que aumenta con el cuadrado de la velocidad) es muy grande. Cuando se aplican los frenos a un vehículo; se ejerce una fuerza retardante contra tambores o discos solidarios con las ruedas del vehículo

Tabla 2-4
Aceleraciones máximas de vehículos norteamericanos para incrementos especificados de velocidad

Tipo de vehículo	Relación peso/potencia kg/cv	Tasas de aceleración máximas típicas en rasante horizontal (m/s ²)				
		0 - 20 km/h	20 - 40 km/h	40 - 60 km/h	60 - 80 km/h	80 - 100 km/h
Automóvil	12	2.7	2.5	2.2	1.9	1.7
	14	2.2	2.1	1.8	1.6	1.4
	16	2.0	1.8	1.6	1.3	1.2
Camión	50	0.7	0.5	0.5	0.1	0.1
	100	0.5	0.4	0.3	0.1	0.1
	150	0.4	0.4	0.2	0.1	-
	200	0.4	0.3	0.2	-	-

FUENTE: Basada en las Tablas 2-7 y 2-8 de Harwood, Capítulo 2 del *Traffic Engineering Handbook*, 1992, 37.

que disminuyen su velocidad de rotación. Entonces las ruedas no puede girar a la velocidad que requiere la inercia del vehículo, y su agarre contra la superficie de rodadura produce una fuerza de reacción tangente a la rueda y opuesta a la marcha del vehículo que se opone a la fuerza de inercia y retarda el avance del vehículo. Veamos todo esto desde el punto de vista de la dinámica.

Tabla 2-5
Aceleraciones y deceleraciones normales de automóviles norteamericanos para incrementos dados de velocidad

	Tasas normales (m/s ²)				
	0-20 km/h	20-40 km/h	40-60 km/h	60-80 km/h	80-100 km/h
Aceleraciones	1.5	1.5	1.5	1.2	0.8
Deceleraciones	2.4	1.9	1.6	1.5	1.5

FUENTE: Basada en la Tabla 6-47 de Alexander French "Vehicle operating characteristics", Capítulo 6B del *Transportation and Traffic Engineering Handbook*, 2a ed., red. Wolfgang S Homburger, (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1982), 168 French obtuvo los datos para esta tabla del National Cooperative Highway Research Program, que produjo el Informe 111, P. Claffey, *Running costs of motor vehicles as affected by road design and traffic*, (Washington, D.C. Highway Research Board, 1971). Los datos de la tabla no están en el informe.

Energía es la capacidad para realizar un trabajo (fuerza x distancia). Cuando un cuerpo está en movimiento, la energía cinética que contiene es:

$$\text{Energía cinética} = \frac{1}{2} \times \text{masa} \times \text{velocidad}^2$$

Si al avance del vehículo se opone una fuerza que lo hace detenerse, entonces la energía que contrarrestará la energía cinética del vehículo será el producto de esa fuerza por la distancia que recorre el vehículo antes de parar (trabajo). Si esa fuerza es la de frenado, y expresamos la masa del vehículo por el cociente entre su peso y la aceleración de la gravedad, podemos escribir:

$$F_f = \frac{PV^2}{2Dg} \quad (2.11)$$

donde: F_f = fuerza de frenado
 P = peso del vehículo
 V = velocidad del vehículo
 D = distancia de frenado
 g = aceleración de la gravedad

Esa fuerza de frenado es precisamente la reacción que produce el agarre de la rueda a la superficie de rodadura cuando los frenos retardan su rotación, ayudados o entorpecidos por el efecto de la pendiente ascendente o descendente de la vía. Su valor máximo para cierta velocidad ocurre cuando los frenos inmovilizan las ruedas y ellas están a punto de resbalar por la superficie pero sin llegar a resbalar. Este valor es proporcional al peso del vehículo y se puede expresar por:

$$F_f = P(f + l) \quad (2.12)$$

donde: f = coeficiente de rozamiento o fricción de las ruedas contra la superficie
 l = inclinación de la pendiente de la vía

Sustituyendo en la Ecuación 2.11 el valor máximo de F que da la Ecuación 2.12, dando a g el valor de 9.81 m/s^2 , haciendo la conversión de unidades y despejando D , tenemos:

$$D = \frac{V^2}{254(f + l)} \quad (2.13)$$

donde: D = distancia de frenado (m)
 V = velocidad del vehículo (km/h)
 f = coeficiente de rozamiento o fricción
 l = inclinación de la pendiente de la vía (tanto por uno, que puede ser negativa si es descendente)

Si se trata solamente de reducir la velocidad del vehículo y no detenerlo completamente, entonces a la distancia de frenado desde la velocidad inicial habría que restarle la distancia que hubiera requerido detener el vehículo a partir de la velocidad final, lo que nos lleva a la siguiente ecuación:

*Un sistema de frenado en buenas condiciones suele ejercer mayor agarre en los tambores o discos unidos a las ruedas que el agarre de éstas a la superficie de rodadura.

$$D = \frac{V^2 - U^2}{254(f + l)} \quad (2.14)$$

donde: U = velocidad última o final del vehículo (km/h)
 las demás variables son iguales a las de la Ecuación 2.13

El coeficiente de rozamiento o fricción, *f*, de llanta contra superficie de rodadura no es constante, sino que depende de factores tales como el tipo y condiciones de la superficie, las condiciones de la llanta, la humedad de la superficie y la velocidad del vehículo. Por eso, cuando se teme que las ruedas del vehículo puedan patinar al frenar es mejor no inmovilizar las ruedas con el freno bruscamente, sino ejercer presión moderada en los cilindros o discos acoplados a ellas para ir reduciendo paulatinamente la velocidad del vehículo, de manera que ésta no sea muy alta cuando haya que depender enteramente del agarre de la rueda a la superficie para detener el vehículo.

La Tabla 2-6 muestra valores típicos de coeficientes de rozamiento y otros más conservadores que se usan para diseñar en los Estados Unidos, así como las distancias de frenado correspondientes. Esas distancias suponen que se han inmovilizado las ruedas del vehículo a la velocidad de marcha y se ha aplicado la Ecuación 2.13. Pero ese tipo de frenado utiliza tasas de deceleración muy altas que sólo se usan en caso de necesidad. En circunstancias normales los conductores aplican menores tasas de deceleración que no resultan tan violentas ni para ellos ni para el vehículo; tales como las de la Tabla 2-4.

Tabla 2-6
Coefficientes de rozamiento y distancias de frenado para automóviles

	Coeficiente de rozamiento			Distancia de frenado (m)		
	Superficie seca		Superficie húmeda	Superficie seca		Superficie húmeda
	Llantas nuevas	Llantas lisas	Recomendado para diseñar (AASHTO)	Llantas nuevas	Llantas lisas	Recomendado para diseñar (AASHTO)
Pavimentos						
	Velocidad = 20 km/h					
Asfáltico bueno	0.77	0.61	-	2.0	2.5	-
Hormigón	0.76	0.64	-	2.0	2.5	-
	Velocidad = 40 km/h					
Asfáltico bueno	0.77	0.59	0.44	8.0	10.5	18.0
Hormigón	0.76	0.50	0.44	8.0	12.5	18.0
	Velocidad = 60 km/h					
Asfáltico bueno	0.77	0.51	0.34	18.5	28.0	41.5
Hormigón	0.76	0.35	0.34	18.5	40.0	41.5
Todos	Velocidad = 80 km/h		0.30			85.0
	Velocidad = 100 km/h		0.29			137.0

FUENTES. T.E. Shelbourne y R.L. Sheppe, *Skid resistance measurement of Virginia highways, Research Report 5-5* (Washington, D.C. Highway Research Board, 1948), 62-80 y *A policy on geometric design on highways and streets* (Washington, DC. AASHTO, 1990), 120, citado por Harwood, *Traffic Engineering Handbook*, 1992, 37.

Aparte de la distancia de frenado en sí, es importante conocer la distancia que ha recorrido el vehículo mientras el conductor percibía y comprendía la necesidad de frenar, y decidía frenar, esto es, durante su *tiempo de reacción*. Esta distancia puede ser considerable pues la recorre el vehículo a plena velocidad antes de decelerar.

¿EJEMPLO: Supongamos que el automovilista del ejemplo anterior llega a una población y, más sosegado, reduce su velocidad a 50 km/h. Observa que un semáforo que está a 100 m acaba de poner la indicación roja, decide obedecerla y empezar a frenar cuando esté a 50 m del semáforo a fin de ir parando con una aceleración cómoda media de 1.9 m/s^2 (6.8 km/h/s) que lo detendría en unos 9 segundos en la línea de detención. Ahora bien, en ese momento, aparece inesperadamente en la calzada un peatón indisciplinado que ha salido sin mirar de entre dos vehículos estacionados, a una distancia de 36 metros del frente del automóvil en marcha. El conductor reacciona en 1.5 s y aplica los frenos con tal fuerza que inmoviliza las ruedas, y las llantas van rozando contra el pavimento un cierto trecho hasta que el vehículo se detiene.

Si las llantas del vehículo están en buenas condiciones, el pavimento es de hormigón seco y la rasante horizontal, de acuerdo a la Tabla 2-6, para 50 km/h el coeficiente de rozamiento sería de 0.76. Por la Ecuación 2.13, la distancia mínima de frenado será de unos 13.0 m, que puede comprobarse interpolando en la Tabla 2-6. No obstante, a esa distancia hay que añadirle el espacio que avanzó el vehículo a 50 km/h durante los 1.5 segundos en que su conductor reaccionaba, que es nada menos que de 20.8 m. ($50 \div 3.6 \times 1.5$), lo que aumenta la distancia para detenerse a 33.8 m. El automóvil se detiene a 2.2 m del peatón, en 1.9 segundos de frenado ($13 \times 3.6 \times 2 \div 50$), sin atropellarlo pe, dándole un gran susto. La deceleración media es de unos 7.3 m/s^2 ($50 \div 3.6 \div 1.9$) que es bastante brusca. Si el pavimento hubiera estado mojado, la distancia mínima para frenar habría sido de 25.3 m (12.3 m más), con consecuencias bien trágicas.

La vía

El tercer elemento del tránsito es la vía, que, como se ha dicho, es el lugar debidamente acondicionado para la circulación de vehículos, peatones o ambos. Los dos beneficios funcionales más importantes que proporciona una vía son: *accesibilidad* y *movilidad*. Pero al brindar estos beneficios, la vía debe ofrecer también *seguridad* a sus usuarios.

Accesibilidad es el grado de facilidad de acceso a un lugar por una vía, es decir, para poder llegar al mismo. Por ejemplo, la accesibilidad que ofrece una vía transitable en todo el año es mejor que la que brinda otra transitable en tiempo seco. También, una vía que permita a los vehículos llegar siempre cerca de los destinos de los viajes de sus ocupantes proporciona mayor accesibilidad a ellos que otra que no los deje acercarse nunca o casi nunca.

Movilidad es el grado de facilidad para desplazarse. Una vía por donde el tránsito pueda circular a altas velocidades ofrece mayor movilidad que otra donde haya impedimentos que obliguen al tránsito a ir despacio. Así una vía pavimentada suele brindar mayor movilidad que una sin pavimentar, transitable todo el año, aunque las dos proporcionen la misma accesibilidad.

A veces cuando disminuye la movilidad disminuye también la accesibilidad. Por ejemplo, si en una vía surgen congestiones reiteradas del tránsito, se reducirá su movilidad, pero también su accesibilidad, porque muchos preferirán no usarla cuando sepan que va a haber congestión.

En general, sin embargo, se logra un aumento en movilidad en una vía disminuyendo su acceso directo a muchos orígenes y destinos de viajes, para evitar las demoras al tránsito de paso que producen interferencias y turbulencias en esos accesos. Lo contrario también suele ser cierto.

Tipos de vías y sus partes integrantes

Las vías se pueden clasificar en rurales y urbanas, atendiendo al carácter del medio geográfico donde se encuentran.

Vías rurales

Las vías rurales (aparte de las vías férreas) se llaman *caminos*; y a los caminos de características modernas destinados al tránsito de un número relativamente grande de vehículos motorizados se les da el nombre de *carreteras*.

La *calzada* es la parte del camino por donde circulan los vehículos y corresponde al área que ocupa el pavimento cuando existe. Llamamos *carriles* a las fajas de calzada que pueden acomodar una sola fila de vehículos de cuatro o más ruedas. Generalmente tienen de 2.50 a 3.65 metros de ancho. *Acotamientos* son las porciones contiguas a la calzada para parar o estacionar vehículos, en casos de necesidad urgente, proporcionar una franja para el paso de peatones y bestias, y servir de soporte lateral a la calzada. Al conjunto de la calzada y las bermas se suele denominar *plataforma*, y el área de terreno reservada para el camino es la *faja de emplazamiento*.

Los caminos, o mejor, las carreteras, pueden tener dos calzadas independientes separadas por una *faja divisoria central o mediana*; o bien, su calzada puede estar dividida longitudinalmente en dos porciones por un obstáculo estrecho denominado *separador*. Las primeras son *carreteras con calzadas separadas* y las últimas *carreteras con calzada dividida*.

Atendiendo a su importancia, las vías rurales pueden clasificarse en: a) *carreteras internacionales*, cuando tienen por objeto proveer un medio de transporte entre distintos países; b) *carreteras nacionales o troncales* si su fin es comunicar los puntos más importantes de un país y están destinadas principalmente al tránsito que recorre grandes distancias c) *carreteras regionales o secundarias*, cuando su interés se limita a una región, pero están vinculadas a las nacionales y son para recorridos de mediana longitud; y, d) *caminos locales o vecinales*, que se destinan generalmente a trayectos cortos y proporcionan acceso a los puntos más apartados del país conectándolos al sistema de carreteras.

Por el número de carriles estas vías pueden clasificarse en *carreteras de dos carriles*, de *tres*, o de *múltiples carriles*.

Las vías rurales destinadas a viajes más largos suelen tener características geométrica físicas e informativas mejores que las que sirven viajes más cortos. En las primeras la función primordial es la movilidad, pues en ellas la accesibilidad a orígenes y destinos de viajes es secundaria. En cambio, la accesibilidad va cobrando mayor importancia, y la movilidad perdiéndola, según vaya disminuyendo la longitud de los viajes.

Vías urbanas

Las vías urbanas se llaman *calles* y suelen tomar el nombre de *avenidas* cuando son más anchas, tienen alto nivel de actividades humanas y están bordeadas por edificios prestigiosos. No obstante, a veces esta denominación indica simplemente la orientación de la vía.

Atendiendo a la movilidad y servicio que a su entorno que prestan (acceso, lugar para estacionar, etc.) se han clasificado las vías urbanas en *arterias*, *calles colectoras* y *calles locales*.

Las *arterias* están destinadas primordialmente a ofrecer movilidad a la circulación del tránsito y tienen como fin secundario el servicio a las propiedades colindantes. Suelen estar reguladas por un conjunto de semáforos.

Las *calles colectoras*, tienen por objeto recoger el tránsito de calles locales, conducirlo a las arterias y viceversa. En ellas la movilidad y el servicio a las propiedades colindantes tienen casi la misma importancia.

Las *calles locales* tienen como función principal proveer servicio a las propiedades. No se espera tener gran movilidad en ellas. Una de estas calles es la llamada *calle céntrica* o *calle del centro*, cuyo fin es servir los edificios del centro de una ciudad.

De acuerdo con el carácter predominante de la zona donde estén situadas, las vías urbanas pueden ser residenciales, comerciales o industriales.

Generalmente las calles no tienen acotamientos, sino que su calzada está bordeada por una pieza vertical o inclinada que se denomina *brocal*. A ambos lados de las calles se suelen construir *aceras* o *banquetas* para el paso de peatones, junto al brocal, o dejando un espacio para el *césped*. Casi siempre la calle ocupa toda su faja de emplazamiento y no deja lugar a *zonas laterales*.

Cuando las carreteras atraviesan zonas urbanas, muchas veces conservan el nombre de carreteras, como orientación, aunque sus características sean las de vías urbanas. En esta obra llamaremos a esas vías *travesías de carreteras* pero se clasificarán como urbanas.

Denominamos *intersección* al área general donde dos o más vías se unen o cruzan, y comprende todo el espacio destinado a facilitar los movimientos de los vehículos que circulan por ella. Llamamos *cruce* al lugar donde una calzada se une o atraviesa a otra u otras, de suerte que en una intersección puede haber uno o varios cruces. Las vías o porciones de vías que se unen en una intersección (como los rayos de una rueda) son las *ramas* de la

intersección; y a las calzadas o porciones longitudinales de calzadas por donde el tránsito llega a la intersección se denomina *accesos* o *entradas* a la intersección. De igual modo, los

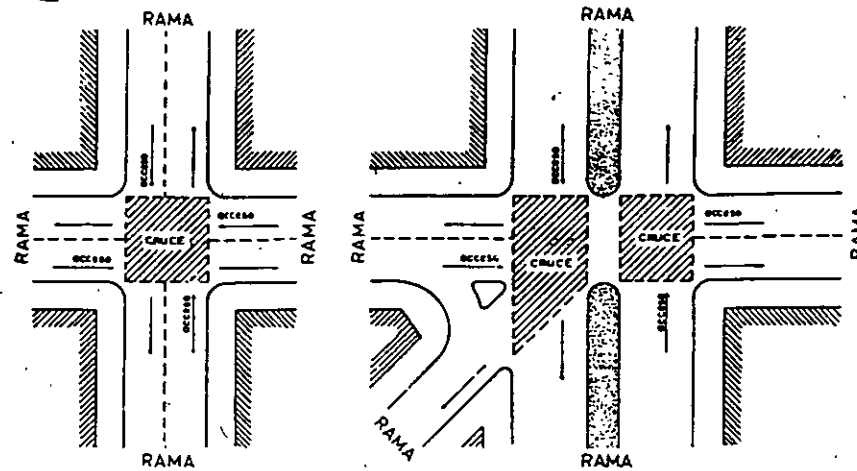


Figura 2-4 A la izquierda, intersección de dos vías con un cruce, cuatro ramas y cuatro accesos. A la derecha, intersección de tres vías con dos cruces, cinco ramas y cuatro accesos

lugares similares por donde el tránsito se aleja de la intersección son designados como *salidas*. (Véase la Figura 2-4).

Vías rápidas

Son vías rurales o urbanas destinadas al tránsito expreso, que recorre comúnmente distancias de más de cinco km a altas velocidades, sin detenerse. Su función es proveer movilidad pues el acceso a estas vías está más o menos limitado.

Las vías rápidas están provistas de doble calzada y los cruces con otras vías son generalmente a distinto nivel. Si la vía rápida tiene limitación total de acceso y todos sus cruces son a distintos niveles entonces se llama *autopista*. Si tiene algunos cruces a nivel y limitación parcial de acceso entonces recibe el nombre de *autovía* o *vía multicarril*.

Clasificación por circulación vehicular

Según la forma de circulación vehicular, las vías pueden ser de circulación continua o discontinuas. En las *vías de circulación continua* el tránsito circula normalmente sin interrupciones pues no suele haber elementos control de vehículos. En general, éstos sólo se detienen por motivos de interacción vehicular u otros ajenos a la regulación del tránsito, tales como cobros de peaje y retenes. Entre estas vías se encuentran las autopistas y las carreteras de dos carriles. En las *vías de circulación discontinua*, por el contrario, la forma normal de transitar requiere detenciones más o menos frecuentes, impuestas por la regulación del tránsito, tal como sucede en las arterias y otras vías urbanas.

VOLUMEN DE TRANSITO

Definiciones y significación

Como ya se ha dicho, *volumen de tránsito* es número de vehículos o peatones que pasa por un punto de una vía o cualquiera de sus partes durante la unidad de tiempo. A fin de simplificar la nomenclatura, entenderemos que el "volumen" a secas se compone solamente de vehículos y cuando se trate de peatones lo indicaremos explícitamente. Para abreviar la palabra vehículo o vehículos emplearemos el símbolo v , y usaremos p para peatón o peatones.

El periodo de tiempo en que se basa el volumen suele ser de un día o una hora. Al que resulta del primer caso le llamamos *volumen diario* (vehículos por día) y al otro, *volumen horario* (vehículos por hora) sin importar el lapso en que se haya medido el paso de los vehículos.

Significación del volumen de tránsito

El volumen es, junto con la *velocidad media* y la *densidad de vehículos*, un parámetro fundamental para definir el tránsito. Es el parámetro más fácil de medir pues basta con pararse en una esquina y contar los vehículos que pasan. Sin embargo, es algo que atañe más al ingeniero de tránsito que al conductor, pues éste no lo percibe tan bien como percibe la velocidad o la densidad. A continuación se mencionan las aplicaciones más comunes del volumen.

Medida de utilización vial

El volumen de tránsito que acostumbra a pasar por un sector de una vía es una medida directa de la utilización de ese sector, es decir, del número de usuarios que tiene. Así el volumen es importante para determinar la asignación de fondos viales entre los distintos elementos de un sistema vial. En este caso se usa el volumen diario promedio durante un año o parte del mismo.

Medida de capacidad vial

El Tema 3 trata más sobre el concepto de *capacidad vial*. Aquí sólo se dirá que capacidad es el máximo volumen horario que puede circular por un punto o tramo uniforme de una vía en ciertas condiciones y durante un cierto periodo de tiempo. Esta es una variable importante para planear, diseñar y analizar la circulación de una vía.

Medida de demanda de tránsito

McShane y Roess¹ definen la *demanda de tránsito* como "el número de vehículos [cuyos conductores] desean atravesar un tramo dado de vía durante un periodo de tiempo

¹ William McShane y Roger Roess. *Traffic Engineering* (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1992), 84.

especificado, o el número [cuyos conductores] . . . quisieran hacerlo en el futuro". El volumen horario medido en un punto de una vía representa la demanda de tránsito allí *siempre y cuando* el volumen no exceda la capacidad de la vía en ese punto o en cualquier otro punto corriente arriba. En caso contrario existiría una demanda insatisfecha que se está ignorando. Cuando la demanda de tránsito es mayor que la capacidad de la vía decimos que hay *congestión de tránsito*. Ahora bien, como las congestiones no son eternas, si se miden los volúmenes de tránsito en un tiempo suficientemente largo, se termina por conocer la demanda insatisfecha, aunque no su distribución precisa a lo largo del tiempo. También la demanda de tránsito presente o futura se puede estimar mediante procedimientos de planeamiento.

Tránsito promedio diario y volúmenes horarios

Según la American Association of State and Transportation Officials (AASHTO)² la unidad general de medida para el volumen de tránsito en una vía es el *tránsito promedio diario* (TPD), que define como "el volumen total durante un periodo de tiempo dado (en días completos), mayor que un día y menor que un año, dividido entre el número de días en ese periodo". Si el periodo es de un año entonces se le llama tránsito promedio diario anual (TPDA).

El TPDA se emplea generalmente en planeamiento y estudios económicos, porque representa la utilización que se hace de la vía o el servicio que presta, pero es demasiado global para determinar las características geométricas que debe tener una vía o realizar análisis de circulación. En vías urbanas también se emplea el volumen medio anual que circula en los días laborables, pues la demanda de tránsito urbano no suele ser crítica en fines de semana o días feriados.

Los valores del TPDA varían en una escala muy amplia. En los Estados Unidos³, el TPDA de ciertas autopistas urbanas pasa de 100,000 v, pero en arterias urbanas es de 3,500 a 5,000 v, y en calles locales residenciales de menos de 1,500 v. El TPDA de las autopistas rurales norteamericanas está entre 15,000 y 100,000 v, el de las carreteras troncales de 1,000 a 15,000 v, en las carreteras secundarias de 200 a 1,800 v y en los caminos vecinales de 5 a 125 v.

Volúmenes horarios, como se ha dicho, son los que resultan de dividir el número de vehículos que pasan por un punto, en un periodo de tiempo, entre el valor de ese periodo de tiempo en horas. Los volúmenes horarios son los que se utilizan para diseñar los detalles geométricos de las vías, efectuar análisis de circulación y regular el tránsito.

Composición de los volúmenes

En general los volúmenes de tránsito están compuestos de unidades muy heterogéneas y esta tendencia se acentúa a medida que aumenta el número de vehículos por unidad de longitud de vía. Es necesario conocer la composición de estos volúmenes principalmente por las siguientes razones:

² American Association of State Highway and Transportation Officials. *A policy on geometric design of highways* (Washington, DC: AASHTO, 1990), 53.

³ Estados Unidos, Federal Highway Administration. *Highway statistics, 1994* (Washington, DC: Superintendent of Documents, 1994), 182 - 185.

22

1. Los efectos que ejercen los vehículos entre sí, dependen de sus características. Por ejemplo, los vehículos de altas relaciones peso/potencia suelen limitar la velocidad de los que van detrás de ellos, y los que hacen paradas frecuentes entorpecen la circulación de todos.
2. La proporción de vehículos de grandes dimensiones y radios de giro determina las características geométricas que deben tener las vías, y el peso de los vehículos sus características estructurales.
3. Los recursos que se pueden obtener de los usuarios de una vía dependen entre otras cosas, del por ciento de vehículos comerciales que circula por ella.

En los Estados Unidos⁴ los camiones representan aproximadamente el 11% de los volúmenes de tránsito en vías rurales y el 5% en las urbanas. Los autobuses son menos de 1%. En países menos industrializados, como Colombia, la proporción de vehículos pesados en los volúmenes de tránsito es mayor⁵: 32% de camiones y 6% de autobuses en vías rurales.

Variaciones de los volúmenes de tránsito

El volumen de tránsito sufre variaciones periódicas con las horas del día, los días de la semana y los meses y estaciones del año. Es preciso tener en cuenta también las diferencias entre los volúmenes que circulan por una vía en distintos sentidos.

Variaciones diarias

El volumen de tránsito es diferente a lo largo de las 24 horas del día. En vías urbanas acusa variaciones muy marcadas, de acuerdo con el movimiento de las personas en su vida cotidiana. En las vías rurales los cambios son más graduales, a no ser que estas vías se encuentren cerca de ciudades o vayan a lugares turísticos.

Horas pico y horas valle

En medio urbano y rural próximo al urbano, la demanda de tránsito alcanza sus valores máximos diarios regularmente durante periodos de tiempo que llamamos *horas o periodos pico*. Esos periodos se caracterizan, no solamente porque los volúmenes sean máximos, sino también porque la actitud de los usuarios de las vías en ellas es distinta a la del resto del día. En esas horas hay mucho más dinamismo: los conductores tratan de conducir a mayor velocidad y en forma más temeraria, los peatones andan más de prisa, los pasajeros de los autobuses corren para alcanzarlos y se suben y se bajan de ellos con mayor premura. En cambio en el resto del día, durante lo que llamamos *horas valle*, todo es más lento y apacible.

El cambio de actitud de los usuarios de la vía se debe a que en los periodos pico se desplaza la población activa que debe entrar en su trabajo o en su centro docente a horas fijas, y tiene

⁴ Ibid., 00

⁵ Colombia, Ministerio de Transporte. mmmm mmmmm mmmm mmmmmmm mmmmmmm (Bogotá: MT, 1994),

prisa por llegar a tiempo; luego siente afán por regresar a su casa. Los que utilizan la vía en las horas valle son mayormente personas no activas, que no trabajan a horas precisas, que no laboran a ninguna hora o que tienen el día libre, y por lo tanto, no es tan importante para ellas llegar pronto.

En vías rurales que van a sitios de recreo, tales como playas, las horas pico pueden ser más pronunciadas que en vías urbanas, pero su ocurrencia se combina con las variaciones semanales o anuales:

El ingeniero de tránsito debe tener muy en cuenta el cambio de comportamiento humano si va utilizar datos tomados en horas pico y horas valle. Puede resultar erróneo mezclar datos de ambas procedencias.

Variaciones dentro de la hora pico

La congestión de tránsito puede deberse a incrementos pronunciados en la demanda de tránsito que duran unos pocos minutos; pero no es raro que su disipación demore un tiempo considerable. Por eso interesa conocer la variación del volumen dentro de la hora pico.

Esa variación se denota en los estudios de capacidad vial por el *factor de pico horario*, que se calcula dividiendo el volumen horario medido en una hora entre el volumen horario en la fracción de la hora de mayor volumen. La fracción elegida es de 15 minutos, pero muchos piensan que en autopistas debe conocerse el volumen en periodos de al menos cinco minutos, pues allí los volúmenes suelen ser grandes y las consecuencias de congestiones momentáneas alcanzan proporciones espantosas.

Otras variaciones

Variación semanal

En una vía, el volumen de tránsito también cambia con el día de la semana, pero la variación es distinta según el medio donde se encuentre la vía. En vías urbanas hay fluctuaciones muy pequeñas de martes a jueves el tránsito es distinto los lunes por la mañana y los viernes por la tarde, pero las alteraciones mayores corresponden a los sábados y domingos. Esas variaciones se reflejan en vías rurales próximas a las ciudades, pero en vías rurales turísticas los volúmenes aumentan mucho los sábados y domingos.

Además, hay diferencias semanales en la "población" de conductores. En días laborables y especialmente en los periodos pico predominan los conductores experimentados, mientras que en fines de semana y días de fiesta salen de paseo muchos conductores que no manejan durante los otros días. Esos son los llamados "domingueros", cuya inexperiencia hace que el tránsito sea más irregular e imprevisible en esos días.

* Todo esto se explica con más detalles en el Tema 3

Variación anual

También el volumen de tránsito suele variar durante el año, con los meses o con las estaciones, siendo generalmente mayor durante el verano. Las fluctuaciones anuales son mucho más pronunciadas en vías rurales que en vías urbanas, y aún más si la vía rural va a un lugar turístico.

Variación por sentido

En la mayoría de las vías urbanas y en algunas vías rurales hay grandes diferencias entre el tránsito que circula en un sentido y el que va en sentido contrario en un momento determinado. En general es una variación pendular, con volumen predominante en un sentido durante ciertas horas o días y luego en sentido contrario. En vías urbanas que comunican zonas residenciales con zonas de empleo, esta variación es un fenómeno cotidiano. En este caso, así como en las vías rurales a lugares de recreo, el desequilibrio entre los volúmenes por sentido puede ser de dos a uno.

Ese desequilibrio significa que hay que disponer de vías que puedan servir *siempre* el sentido más recargado en forma satisfactoria, aun cuando este sentido se invierta. Esto produce un desperdicio de las inversiones viales, que se trata de remediar mediante el empleo de *carriles reversibles*.

Variaciones extraordinarias

A veces ocurren eventos especiales que hacen variar los volúmenes de tránsito en forma distinta a la habitual al cambiar la cuantía de la demanda de tránsito, la distribución de ésta, o ambos factores. Algunos de estos eventos, como los juegos de fútbol o ferias, son *previsibles* y el ingeniero de tránsito puede planear cómo se va a hacer frente a la situación. En otros casos, como cuando ocurren incendios, inundaciones o alteraciones del orden público, los encargados de regular el tránsito no pueden tomar medidas de urgencia hasta después que se enteran de lo que ha sucedido.

Patrones de volumen de tránsito

La forma general de las variaciones de los volúmenes de tránsito, comúnmente se repite para un punto de una vía, día tras día. Por ejemplo, la Figura 2-5 muestra el resultado de observaciones del volumen de tránsito en dos calles, realizadas durante un periodo de 77 días. La zona sombreada indica dónde se espera que caiga el 95 por ciento de las observaciones. A esta forma característica de la variación de los volúmenes es lo que llamamos *patrón de volúmenes de tránsito*

El conocimiento de estos patrones es muy importante porque permite derivar datos sobre volúmenes de otros datos que ya se poseen, sin tener que obtenerlos todos en el terreno . . .

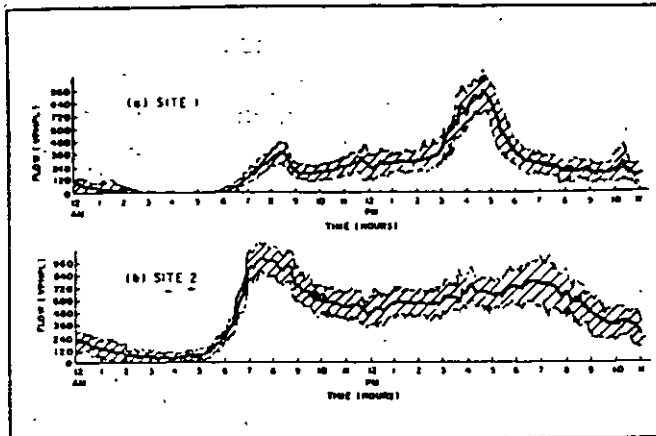


Figura 2-5 Forma general de las variaciones del volumen de tránsito en dos calles de Toronto, Canadá
 FUENTE. William McShane y Ken Crowley, "Regularity of detector-observed arterial traffic volume characteristics", *Transportation Research Record 596* (Washington, DC: Transportation Research Board, 1976), 36

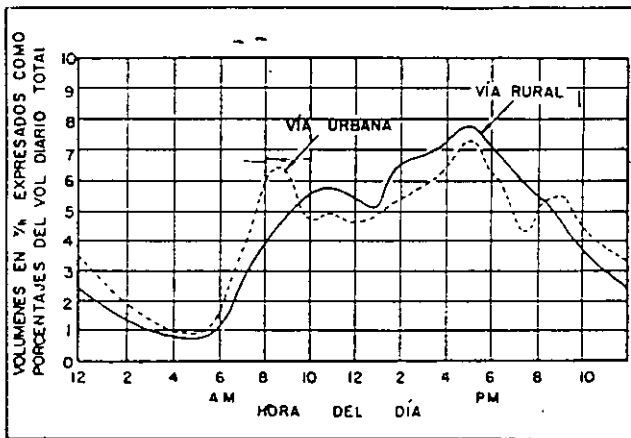


Figura 2-6 Patrones diarios de volúmenes de tránsito en vías urbanas y rurales de los Estados Unidos

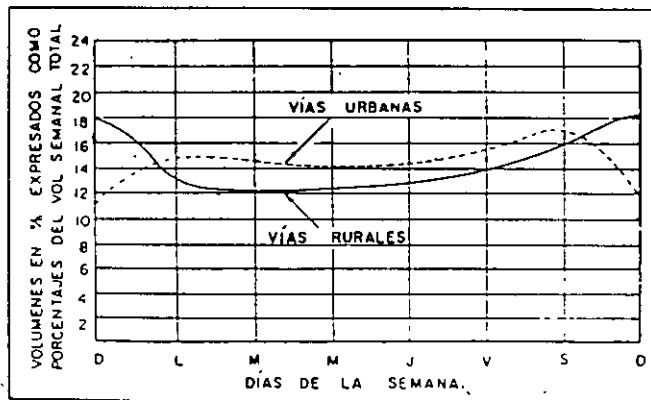


Figura 2-7 Patrones semanales de volúmenes de tránsito en vías urbanas y rurales de los Estados Unidos

Los patrones representan la distribución de los volúmenes durante un periodo de tiempo y se suelen expresar por una serie de porcentajes que indican la relación entre el volumen promedio medido durante fracciones del periodo de tiempo (día, semana, año) y el volumen promedio durante todo el periodo.

La Figura 2-6 muestra la representación de los patrones diarios de volúmenes de tránsito en vías urbanas y rurales norteamericanas. En este caso, en las vías urbanas ocurre un pico por la mañana y otro por la tarde mientras que en las rurales tiene lugar un solo pico entre 4 y 6 p.m. En ciudades donde hay una gran cantidad de trabajadores que van a comer a sus domicilios alrededor del mediodía, el patrón diario presenta cuatro picos.

En la Fig. 2-7 se pueden observar los patrones semanales de volúmenes de tránsito que son comunes en algunas (no en todas) las vías rurales y urbanas de los Estados Unidos. En estos casos, el pico semanal ocurre durante el sábado en vías urbanas y durante el domingo en vías rurales, pero no se puede establecer una ley con estos resultados pues son muy particulares.

Los patrones anuales pueden presentar variaciones por meses o por estaciones, pero como son distintos de país a país, y aun de región a región, no es posible dar una idea general de lo que puede esperarse. En países donde el número de vehículos crece muy rápidamente, el patrón anual acusa volúmenes mayores que los "normales" en los últimos meses del año.

Volumen horario de diseño

Una vía debe diseñarse respondiendo a los criterios de *seguridad, accesibilidad, movilidad* y otros. La seguridad, accesibilidad y demás

critérios exigen ciertas características geométricas mínimas en la vía que muchas veces satisfacen con creces el criterio de movilidad. Por ejemplo, para que una vía rural pueda ofrecer acceso y seguridad, aunque la demanda de tránsito en ella sea mínima, debe tener al menos dos carriles de 2.5 m o más de ancho, superficie de rodadura transitable todo el año, distancias visibles apropiadas, etc. Algo similar puede decirse de las vías urbanas, que además deben cumplir otros requisitos de amplitud que impone el hecho de que mucha gente vive junto a ellas. Es por eso que la inmensa mayoría de las calles locales y las carreteras secundarias están muy lejos de congestionarse.

Denominamos volumen horario de diseño (VHD) al volumen horario total de tránsito en ambos sentidos que se emplea para proyectar geoméricamente una vía de modo que pueda satisfacer el criterio de movilidad. Es evidente que una vía debe ser proyectada con capacidad suficiente para acomodar en forma satisfactoria todo el tránsito que circule habitualmente por ella, pero si ya ha cumplido con los demás criterios, no resulta lógico ni económico proyectarla para un volumen horario máximo que se produzca por un breve tiempo, muy contadas veces al año. Hay diversos criterios para determinar cuál es el volumen máximo que se debe satisfacer, pero no tenemos espacio para describirlos aquí.

Los Factores K y D

Se acostumbra a designar como *Factor K* a la relación entre el VHD y el TPDA. Según la AASHTO⁶ el valor de este factor en los Estados Unidos se encuentra comúnmente entre 0 y 0.18 en vías rurales y entre 0.08 y 0.12 en vías urbanas. En general, los mayores valores de K ocurren en vías turísticas, los intermedios en las vías rurales ordinarias y los más bajos en vías urbanas usadas por viajeros cotidianos.

El VHD es la suma de los volúmenes en ambos sentidos, pero en los proyectos de vías es necesario conocer también la distribución del VHD por sentidos, para satisfacer el mayor volumen que circule en cada sentido. A este volumen lo llamamos *volumen horario de diseño por sentido* (VHDS) y es generalmente el mismo para cada sentido en vías de doble sentido, debido a las variaciones pendulares del tránsito mencionadas anteriormente.

El VHDS se obtiene multiplicando el VHD por el *factor de distribución por sentidos* que denominamos *D*, que representa la máxima proporción del volumen total que circule en un sentido. El valor de *D* se puede estimar midiendo el reparto por sentidos en la vía que interese o en otra similar. Está comprendido generalmente entre 0.55 (reparto 45:55 %) y 0.80 (reparto 20:80%). Resumiendo:

$$\begin{aligned}VHD &= TPDA \times K \\VHDS &= TPDA \times K \times D\end{aligned}$$

⁶Ibid., 56, 58.

Es necesario estimar el VHD y el VHDS al proyectar una nueva vía y cuando se hacen cambios geométricos en una existente. El ingeniero de tránsito interviene normalmente en ambas actividades y sobre todo en la segunda.

Aforos de volúmenes de tránsito

El procedimiento habitual para obtener información sobre volúmenes de tránsito es efectuando aforos o recuentos en las vías. El aforo es la enumeración de los vehículos que pasan por uno o varios puntos de una vía o vías, clasificándolos de acuerdo con distintos criterios. A no ser que se enumeren los vehículos continuamente todo el año, año tras año, los aforos constituyen una toma de muestras que pueden ser desde unos pocos minutos hasta muchos meses. De esas muestras se infieren otros valores que se analizan. Conforme al procedimiento y equipo empleados podemos distinguir dos clases principales de aforos: *manuales* y con *instrumentos registradores*, aunque a veces también se usa el método fotográfico.

Aforos manuales

Aunque parezca raro, en esta época de automatización gran parte de los aforos de volúmenes de tránsito se hacen en forma manual. Hay varias razones de esa sinrazón.

En primer lugar, los aforos manuales están al alcance de más ingenieros de tránsito y profesores, especialmente de los que cuentan con pocos recursos. En segundo lugar, en aforos que duran pocas horas no vale la pena llevar, instalar y recoger equipo automático. En tercer lugar, la percepción de los aforadores humanos es siempre mucho más desarrollada que la de las máquinas, por perfeccionadas que éstas sean, y permite captar fácilmente muchos detalles que son difíciles de obtener mecánicamente tales como los movimientos direccionales de los vehículos y los relacionados con la clasificación de lo que se cuenta. Así McShane y Roess⁷ señalan que aunque haya detectores que estimen el tipo de vehículo por el tiempo en que éstos tardan en pasar sobre ellos, no pueden distinguir una diferencia funcional como la que existe entre un automóvil particular y un taxi.

Los aforos se hacen registrando los vehículos que pasan, en una hoja de campo especial, en lugares de esa hoja correspondiente a la clasificación que se quiera hacer de los vehículos. Los aforadores deben colocarse en lugares donde distingan bien a los vehículos, pero sin distraer a sus conductores. Si pueden hacer el aforo desde vehículos estacionados, es más cómodo y seguro para ellos, pero esta alternativa no es siempre posible. Si hay varios aforadores es importante que mantengan siempre contacto visual entre ellos.

Robertson y Hummer⁸ recomiendan que las hojas de campo se identifiquen enseguida con el nombre del observador, sitio, fecha y hora, pues si se deja eso para luego se corre el riesgo de que no se recuerden esos datos y haya confusiones, sobre todo si hay muchas hojas.

⁷ McShane y Roess. *Traffic Engineering*. 86

⁸ H. Douglas Robertson y Joseph E. Hummer "Volume Studies". Capítulo 2 del *Manual of transportation engineering studies*. (Englewood Cliffs, New Jersey. Prentice Hall. 1994). 12

Ocasión y duración de los aforos

La mayoría de los aforos manuales son cortos y se hacen en las horas pico, durante una o dos horas, divididas en periodos que son comúnmente de 15 minutos. Cuando interesa conocer las variaciones diurnas de los volúmenes, los aforos se hacen de siete de la mañana a siete de la noche. Ahora bien, como está jornada de trabajo pasa de las ocho horas normales, muchas veces hay que acortarla por razones laborales o introducir recesos de dos o más horas, generalmente en las horas valle.

También se pueden estimar los volúmenes horarios haciendo *aforos ultracortos*, esto es, de menos de una hora. Pueden durar 4, 6, 10, 12, 15, 20 ó 30 minutos (nunca menos del ciclo de un semáforo si lo hay) y el volumen horario se extrapola multiplicando simplemente el número de vehículos contados por la relación entre 60 minutos y el número de minutos que dura el aforo ultracorto. Desde luego que la extrapolación introduce un error de inferencia que aumenta con el grado de extrapolación, las variaciones de los volúmenes y la escasez de vehículos en la corriente vehicular. De acuerdo a Box y Oppenlander⁹, estos aforos ultracortos no se deben hacer a menos que el volumen pase de los 2,000 vehículos por día.

Normalmente se evita hacer los aforos en condiciones anormales: mal tiempo, días de fiesta, huelgas, perturbaciones del orden público, eventos deportivos importantes, a no ser que el aforo se haga para estudiar el efecto de esas condiciones especiales.

Equipo

Hojas para trazos

El empleo de estas hojas constituye la manera más sencilla de realizar un aforo manual. Basta con hacer un trazo vertical cada vez que pase un vehículo, en la parte de la hoja correspondiente al tipo de vehículo o movimiento correspondiente. Cada cuatro trazos verticales se acostumbra a hacer uno diagonal ().

La Figura 2-8 muestra una de estas hojas de campo para hacer aforos en intersecciones urbanas. Si los volúmenes son suficientemente bajos un solo observador puede aforar todos los movimientos direccionales; en caso contrario trabajaría sólo con una parte de la hoja. El observador debe estar provisto de un cronómetro o reloj, para saber cuándo empieza y termina cada periodo de aforo. La hoja está preparada para clasificar los vehículos en livianos y pesados, y también por su movimiento.

Contadores manuales mecánicos

Son aparatos que están provistos de cuatro o seis botones que presiona el aforador cada vez que cuenta un vehículo. Estos botones acumulan sus actuaciones en un registrador que

⁹ Paul C. Box y Joseph C. Oppenlander, *Manual of Traffic Engineering Studies*, 4a ed., (Washington, DC: Institute of Transportation Engineers, 1976), 28. Existe una buena traducción al castellano de esta obra denominada *Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito* (México, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., 1985)

AFORO DE MOVIMIENTOS DIRECCIONALES EN UNA INTERSECCION HOJA DE CAMPO

Fecha: _____ Observador: _____ Estado del tiempo: _____
 Intersección: _____ De las _____ a las _____
 A = automóviles y otros vehículos de cuatro ruedas, B = autobuses, C = camiones

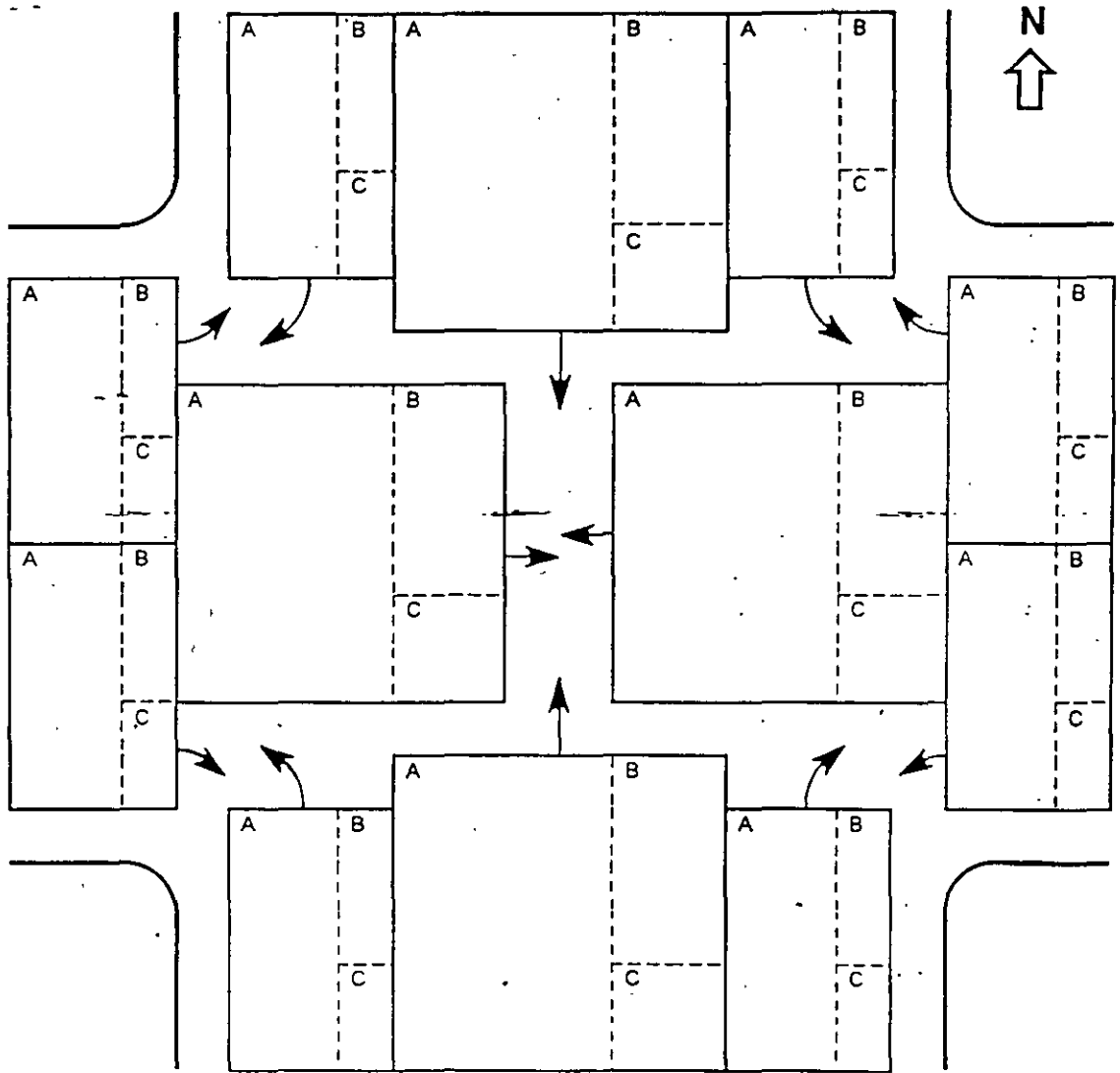


Figura 2-8 Ejemplo de una hoja de campo para aforar una intersección en cruz con clasificación simple de vehículos.
 FUENTE Paul C. Box y Joseph C. Oppenlander, *Manual of Traffic Engineering Studies*, 4a ed. (Washington, DC: Institute of Transportation Engineers, 1976), 21

muestra el número acumulado de actuaciones en un indicador. En cada botón se cuenta clase de vehículo que se le asigna (por su tipo, su movimiento, etc.). Al finalizar un periodo de aforo se anotan las cifras de cada indicador y se pone el registrador en cero o se deja acumular nuevas actuaciones. Afirman McShane y Roess¹⁰ que aforadores experimentados pueden atender de 10 a 20 botones simultáneamente, pero que los novicios difícilmente pueden trabajar con más de cuatro. El empleo de estos contadores aumenta como al doble el número de vehículos que puede contar un aforador.

Contadores manuales electrónicos

Son ciertos tableros provistos de una pila eléctrica y de una serie de botones cuyas actuaciones se registran electrónicamente y se graban en una memoria interna que tiene. Un reloj integrado añade automáticamente la fecha y la hora a los datos que se tomen. El contador es básicamente una computadora portátil especializada y los datos de su memoria pueden transferirse a una computadora estacionaria mediante un módem o cable.

Aforos automáticos

Si se desea hacer aforos de volúmenes de más de 10 horas, el costo del personal aumenta proporcionalmente al tiempo, pero la utilidad del aforo mejora en menor proporción. Entonces se deben considerar los aforos automáticos. La principal desventaja de los aforos automáticos es que, la mayoría de ellos sólo proporcionan número de vehículos o ejes y no distinguen el tipo de vehículo, ni su movimiento direccional, ni los peatones, etc. Si embargo, según se van perfeccionando, van proporcionando más detalles.

Otra desventaja de los aforos automáticos es que su exactitud y confiabilidad son inciertas y que necesitan equipo que, aparte de su costo, está expuesto a robos y vandalismo. Los robos se pueden dificultar encadenando el equipo a un objeto inamovible, pero para evitar el vandalismo habría que vigilar el contador en todo momento. Es posible eliminar ambas amenazas ocultando el equipo si es bastante pequeño. En favor de los aforos automáticos se puede decir que avances tecnológicos permiten captar cada día más detalles del tránsito automáticamente, automatizar más las tareas de reducción y análisis de los datos captados y reducir el tamaño del equipo para que sea más fácil de ocultar.

Los aforos automáticos se realizan normalmente con contadores automáticos que, atendiendo a su movilidad, pueden ser *portátiles* o *fijos*. Los portátiles se usan para aforos parciales durante periodos de tiempo limitados que son frecuentemente de 24 horas. Tanto uno como otro constan de dos componentes básicos: una *unidad captadora* para detectar la presencia de vehículos, y una *unidad acumuladora* de datos que tiene esencialmente la misma naturaleza en ambos tipos de contadores.

La unidad captadora tradicional en los contadores portátiles es tradicionalmente la manguera de caucho, la que ha ido dando paso a la *cinta interruptora* que consiste en piezas de metal embebidas en una especie de cinta que se adhiere al pavimento. Los contadores fijos utilizan

¹⁰ McShane y Roess, *Traffic Engineering* 87

detectores permanentes de diversos tipos empotrados en el pavimento. El más utilizado es el *detector de lazo de inducción*, que registra el paso de un vehículo por la variación que éste ocasiona en la inductancia eléctrica de un lazo metálico en el pavimento.

Los contadores portátiles más económicos solamente acumulan las actuaciones, indicándolas en un cuadrante, pero los más elaborados las registran a ciertos intervalos, permanentemente en un medio magnético. Los contadores fijos han utilizado unidades acumuladoras similares, pero ahora la tendencia es que estén conectados directamente a computadoras o que se comuniquen con ellas mediante módem y líneas telefónicas.

En estos últimos años ha surgido un tipo de contador que aprovecha el campo magnético terrestre para detectar los vehículos y combina las unidades captadoras y acumuladora en un dispositivo diminuto que es completamente independiente. Los datos acumulados pueden transmitirse directamente a una computadora para ser reducidos y analizados mediante un programa informático.

Procedimiento fotográfico

El procedimiento fotográfico también se puede usar para aforar volúmenes de tránsito. Para ello se utilizan ahora casi exclusivamente las filmadoras de video.

Se coloca la filmadora en un lugar donde puedan abarcarse todos los movimientos que se desea observar durante los periodos de interés. Luego en la oficina se extraen los datos sobre volúmenes por cualquier método y con cualquier instrumento que se utilice en el campo. Es conveniente que la filmadora tenga un reloj que muestre la hora de filmación, pero no es indispensable si tiene grabadora de voz donde se pueda registrar la hora de comienzo y terminación de los periodos de aforo.

Las filmadoras se usan poco para aforar volúmenes de tránsito, principalmente porque se invierte más tiempo en buscar un buen emplazamiento para ella e instalarla que en tomar los datos manualmente. Ofrece, sin embargo, las ventajas inherentes al método fotográfico: (1) es posible obtener todos los movimientos direccionales que ocurran simultáneamente, por intensos que sean, utilizando un solo observador, (2) ofrece mayor confianza pues se pueden comprobar datos que parezcan erróneos, (3) se trabaja más cómodamente y al abrigo de las inclemencias del tiempo, y (4) permite obtener otros datos que interesen. Esta última ventaja es la que frecuentemente decide su empleo.

La nueva técnica de análisis automático de imágenes puede reducir considerablemente el trabajo de extracción de datos, pues mediante ella una computadora examina minuciosamente la imagen del monitor y detecta los cambios en ella pertinentes al patrón de sucesos de interés, sin intervención humana. Como el costo de la nueva técnica va disminuyendo y su precisión aumenta, opinan Robertson y Hummel¹¹ que el método fotográfico pudiera convertirse en el procedimiento común para aforar volúmenes de vehículos y peatones.

¹¹ Robertson y Hummer, *Manual of transportation engineering studies*, 15.

Otro procedimiento para medir volúmenes es el del *vehículo en movimiento*, desde el que cuentan los vehículos que transitan en sentido opuesto a él, como se explica más adelante.

Estudios de volúmenes en lugares aislados

Estos estudios se realizan para obtener información sobre volúmenes de tránsito en un lugar específico, muchas veces respondiendo a una necesidad especial. Sus resultados se suelen usar para determinar el tipo de regulación de tránsito que se deba emplear en ese lugar o para modificar la existente (cambiar la programación de un semáforo), establecer la necesidad de mejoras constructivas (como la adición de un tramo de carril para un movimiento de giro), calcular el espesor de un pavimento (clasificando los camiones por tipo), conocer el movimiento de peatones, etc.

Los lugares aislados más comunes donde se efectúan éstos son las intersecciones semaforizadas, aunque también se realizan en tramos de vías, en entradas a generadores de tránsito y en muchos otros sitios. La duración y frecuencia de los aforos, así como el equipo empleado dependen del fin del estudio. En un acceso importante a una gran ciudad, como un puente o túnel, puede estar justificado establecer un sitio permanente de aforo con un contador automático. En cambio, como dicen Box y Oppenlander¹², para vigilar la accidentalidad de un lugar en una vía, o actualizar la programación de un semáforo es posible que baste con efectuar aforos manuales durante las horas pico cada tres o cinco años.

La característica que distingue a los estudios en lugares aislados es que la información obtiene con el fin principal de aplicarla específicamente a esos lugares. Por esta razón, bien es a menudo necesario efectuar interpolaciones y extrapolaciones temporales de la información primaria adquirida, *no se suelen hacer inferencias espaciales*, es decir, ampliaciones para aplicarla a otros lugares, como se realizan en los estudios de sistemas de vías.

Estudios de volúmenes en sistemas de vías rurales

Estos estudios se hacen durante todo un año en un sistema de vías rurales que puede ser regional o nacional. Su fin principal es estimar el tránsito promedio diario anual (TPDA) en los distintos elementos del sistema vial rural, pero también sirven para estimar los vehículos-kilómetros de recorrido total e identificar tendencias de volúmenes de tránsito en todo el sistema y en sus diversos componentes. Como resultaría impráctico aforar todos los tramos o sectores del sistema se procede a hacer aforos de distintos tipos en lugares estratégicos y utilizar los resultados de esos aforos para hacer *inferencias temporales y espaciales* donde no se dispone de datos sobre volúmenes.

Para encontrar las justificaciones de estas inferencias hay que remontarse a muchos años atrás. Muchas de ellas fueron expresadas por Petroff¹³ en 1956 en la siguiente forma:

¹² Ibid, 35.

¹³ Boris B. Petroff, "Experience in application of statistical methods to traffic counts", *Public Roads* 28 (diciembre 1956), 111, 112.

2. *Si se desea ampliar la información sobre volúmenes de un tramo en un sistema de vías a otros tramos (inferencia espacial) es preciso suponer que en todos esos tramos existe el mismo patrón de volumen.* Los patrones de volumen en un sistema de vías dependen de la distribución de los viajes en tiempo y espacio, que a su vez están determinados por el uso del terreno y su distribución temporal y espacial. Como un análisis de esos viajes no está de ordinario al alcance del ingeniero de tránsito, éste debe utilizar medios indirectos para identificar los tramos que tengan patrones de volumen *razonablemente* análogos. Para ayudar a determinar esa identificación pueden usarse estos "subprincipios":

a) *Patrones de volúmenes en tramos de vías que sirven zonas con usos del terreno análogos tienden a ser similares.* Pero a fin de determinar qué zonas sirven es preciso conocer las características funcionales de la vía en lo que respecta a la proporción de tránsito local que circule por ellas. Por ejemplo, calles locales en un barrio en que abundan las oficinas tienen como función principal servir esas oficinas adyacentes a ellas y sus patrones de tránsito reflejarán el efecto de las horas de entradas y salidas de los oficinistas. En cambio, en carreteras que van a sitios turísticos, donde predomina el tránsito de paso a esos sitios, el uso del terreno aledaño a las vías no influye en los patrones del tránsito; el que influye es el de la zona destino de la mayoría de los viajes, que demanda transitar por esas vías en días y horas que no se trabaja.

b) En vías cuyo tránsito es principalmente de paso y directo los patrones de volúmenes son prácticamente los mismos a lo largo de la vía. En ellas los aforos que se hagan en estaciones de control se pueden interpolar, sin grandes errores, a otros sitios entre esas estaciones.

3. *Mientras mayores sean los volúmenes de tránsito, más regulares serán los patrones de volúmenes.*
4. *Mientras mayores variaciones haya en los volúmenes de tránsito, más largos deben ser los aforos y menores las inferencias.*

⚡EJEMPLO: McShane y Roess¹⁴ sugieren que es posible hacer un estudio en el centro de una ciudad pequeña (donde la función de las calles y el uso del terreno es bastante uniforme) en un día. Para ello se coloca un contador automático registrador en un lugar estratégico, a fin de registrar el volumen durante ocho horas continuas y establecer el patrón horario durante esas horas. En otros sitios, a media cuadra, se hacen aforos cortos de una hora si las variaciones de los volúmenes son grandes. Si las variaciones son pequeñas, bastaría con hacer aforos ultracortos de seis minutos, con cuatro minutos para que el aforador se traslade a otro sitio cercano. Con estos datos se puede inferir el número de vehículos que circula en ocho horas para toda una red de calles céntricas. Si se deseara el valor del TPDA o el TPD en días laborables, el aforo de control tendría que ser de 24 horas

¹⁴ McShane y Roess, *Traffic Engineering* 95

VELOCIDAD

Velocidad es la relación entre el espacio recorrido por un móvil y el tiempo que ha tardado en recorrerlo. Si llamamos V a la velocidad, e al espacio andado y t al tiempo empleado, $V = e/t$.

Cuando el móvil es un vehículo, la velocidad que desarrolla es afectada por numerosas variables que van alterando esa relación entre espacio y tiempo; de suerte, que la velocidad a la que marcha un vehículo suele estar variando constantemente. Esta circunstancia obliga a trabajar con valores medios de la velocidad.

El inverso de la velocidad es el *tiempo de recorrido* y ambos son distintas expresiones del mismo concepto. Sin embargo, la velocidad se mide generalmente en un punto o tramo corto de una vía para ver con qué rapidez pasan por allí los vehículos, libres o no; mientras que el tiempo de recorrido se observa en tramos o sectores relativamente largos con objeto de determinar la ubicación y magnitud de las *demoras*, así como sus causas, a lo largo de una vía.

Aplicaciones de la velocidad

Como se ha dicho, la *velocidad media*, junto con el *volumen de tránsito* y la *densidad vehicular*, es uno de los parámetros fundamentales que definen el tránsito. De los tres, la velocidad media es el parámetro que perciben más directamente los usuarios de las vías, y por esto que se utiliza muchas veces como *indicador de efectividad* de la vía.

Entre las aplicaciones de la velocidad en ingeniería de tránsito podemos citar las que siguen.

Medida de la calidad de servicio de una vía

Por la razón que se acaba de mencionar, la velocidad puede indicar la calidad del servicio que ofrece una vía, pero tiene limitaciones porque hay otras variables que influyen en el grado de satisfacción que deriva de una vía el usuario de ella. Si el usuario es el conductor de un vehículo son muy importantes para él los factores que afectan el esfuerzo de conducir, tales como la interacción vehicular (aunque no reduzca la velocidad), el trazado en planta y perfil de la vía, la visibilidad, las restricciones que impone la regulación del tránsito y la señalización de la vía. Para todos los ocupantes del vehículo, aparte de la velocidad (o más bien el tiempo de recorrido) importa mucho la suavidad de la marcha.

Otra limitación del uso de la velocidad como medida de servicio es que la apreciación de la velocidad suele ser subjetiva. Por ejemplo, una velocidad de 50 km/h puede ser satisfactoria en una carretera en terreno escarpado o en una calle del centro de una ciudad, pero sería inaceptable en una autopista.

Determinación de elementos de diseño vial

La velocidad se utiliza para diseñar la curvatura vertical y horizontal, los peraltes, la longitud de carriles que permitan hacer cambios de velocidad y las distancias visibles mínimas que deban ofrecerse.

Determinación de elementos para la regulación del tránsito

Estos elementos comprenden las velocidades máximas permitidas, el establecimiento de zonas de no rebase, la ubicación y dimensiones de las señales y la regulación de los tiempos de los semáforos.

Definiciones relativas a la velocidad para un vehículo

Velocidad instantánea. Es la de un móvil en un instante determinado, es decir, durante un tiempo infinitamente pequeño.

Velocidad puntual. Se llama así a la velocidad instantánea de un vehículo cuando pasa por un punto de una vía. En la práctica la velocidad puntual se determina midiendo tramos de vía e intervalos de tiempo finitos, aunque sean muy pequeños.

Tiempo de recorrido. Se define como el tiempo que transcurre mientras un vehículo recorre cierta distancia, incluyendo el invertido en ~~paradas~~ *paradas* imputables a las características de la vía, a las del tránsito o a su regulación. No debe confundirse con el *tiempo de viaje*, que es el que tarda una persona o vehículo en realizar un viaje, esto es, en ir de su origen a su destino.

Velocidad de recorrido. Es el cociente que resulta de dividir el espacio andado por un vehículo entre el tiempo de recorrido correspondiente a ese espacio. Realmente se trata de una *velocidad media individual*.

Tiempo de marcha. Periodo de tiempo durante el cual un vehículo se encuentra en movimiento.

Velocidad de marcha. Se calcula por la relación entre la distancia recorrida por un vehículo y su tiempo de marcha al recorrer esa distancia. No se tiene en cuenta el tiempo en que pudiera haber estado detenido el vehículo. Es también una *velocidad media individual*.

Velocidad libre. Llamada también *velocidad a flujo libre*, es la velocidad de marcha de aquellos vehículos cuyo avance no está impedido ni por la interacción vehicular ni por la regulación del tránsito. Refleja, por lo tanto otros factores que inciden en la velocidad como las características del conductor, del vehículo, de la vía y del medio ambiente.

Velocidad de régimen

Se llama también *velocidad sostenida* y es la máxima velocidad libre constante que puede mantener un vehículo al subir por una pendiente ascendente, después de haber agotado el exceso de energía cinética que pudiera haber tenido al empezar a subirla, o haber acelerado a su máxima velocidad posible. Es importante cuando se estudia el funcionamiento de los vehículos pesados.

La Figura 2-9 muestra perfiles de velocidad de un camión norteamericano de 135 kg/cv cuando sube varias pendientes ascendentes partiendo de distintas velocidades al comienzo del ascenso. Las curvas verticales no se tienen en cuenta. Las velocidades de régimen alcanzadas corresponden a las porciones horizontales de los perfiles. Obsérvese que en pendientes suaves las velocidades de régimen después de acelerar y decelerar no coinciden.

Definiciones para una serie de vehículos

Cuando se mide la velocidad de una serie de vehículos que recorren un trecho de vía y se desea calcular la velocidad media de todos ellos, existe la disyuntiva entre promediar los valores de las velocidades medias individuales de los vehículos o dividir la longitud del trecho entre el promedio de sus tiempos de recorrido. Uno y otro procedimiento producen valores distintos de la media si todos los vehículos no van a la misma velocidad como sucede siempre en la vida real. Por esta razón, el ingeniero de tránsito debe tener muy presente esta anomalía.

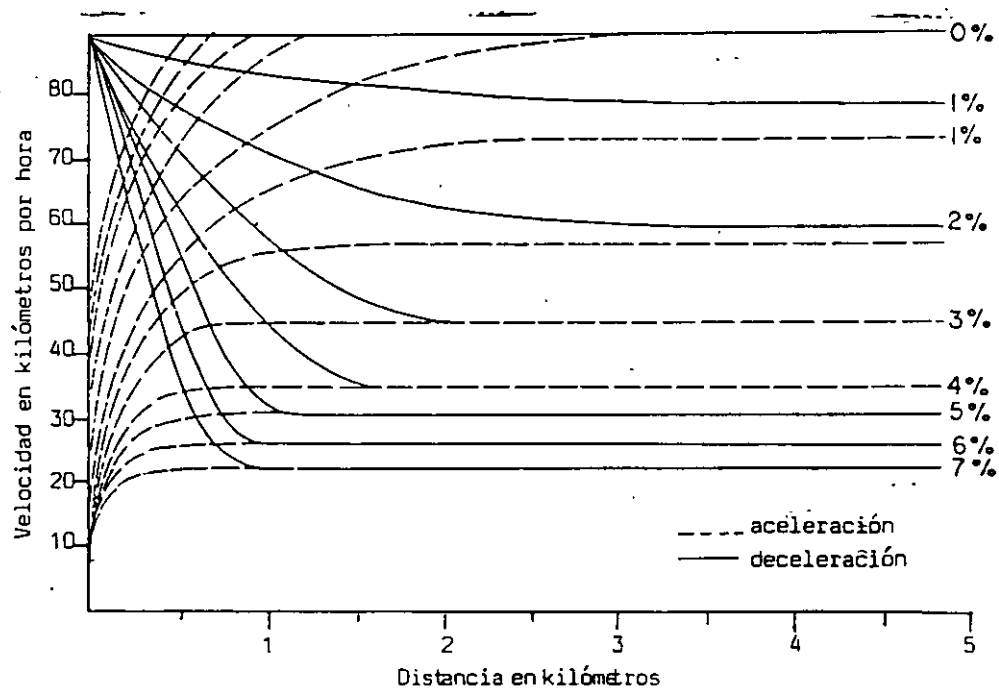


Figura 2.9 Perfiles de velocidad de un camión norteamericano de 135 kg/cv
FUENTE Highway capacity manual, Special Report 209, Transportation Research Board, (Washington, DC TRB, 1985), 3-37

sino la verdadera media espacial. En este caso no hay razón para estimar la media temporal.

Muchos consideran que la velocidad media temporal es sinónima de la velocidad puntual media aunque hay veces que no resulta así. Lo que sucede es que cuando se mide la velocidad puntual es más natural calcular la media temporal, mientras que si se miden tiempos de recorrido en tramos largos, los datos se prestan mejor para estimar la media espacial. Lo importante es que cuando se realice un estudio sobre velocidades empleando distintos métodos, o cuando se comparen los resultados de varios estudios, todas las medias calculadas deben ser o bien temporales o bien valores estimados de las espaciales para que haya compatibilidad entre ellas. No hay que olvidar que la manera segura de calcular la media espacial con exactitud es determinando simultáneamente las velocidades de todos los vehículos en un tramo; de otro modo lo que se obtiene generalmente son valores estimados. En ingeniería de tránsito existe la tendencia a calcular o estimar la velocidad media espacial, porque como ha demostrado Wardop¹⁷, se relaciona matemáticamente mejor tanto con el volumen como con la densidad del tránsito.

Distintos tipos de velocidades medias colectivas

Las dos velocidades medias, la temporal y la espacial, se pueden calcular para los distintos tipos de velocidades que se ha definido tales como *velocidad media puntual, de recorrido, de marcha, libre y de régimen*. Naturalmente, la media espacial es la indicada para las velocidades medias de marcha y de recorrido.

Factores que causan variaciones en las velocidades de los vehículos

Se pueden distinguir entre estos factores: los *físicos*, que afectan el funcionamiento de los vehículos y las percepciones del conductor; los *sicológicos* que modifican el comportamiento del conductor y los *artificiales*, que también influyen en ese comportamiento imponiendo restricciones al mismo.

Tipo de conductor

Todo conductor imprime su personalidad en la velocidad que hace desarrollar a su vehículo. Este es un factor sicológico interno que resulta muy importante porque en la inmensa mayoría de los casos la máxima velocidad que alcanza un vehículo no es la máxima que *puede* desarrollar, sino la máxima a la que *quiere* ir su conductor. Según Oppenlander¹⁸ pocos son los conductores de automóviles que intentan alcanzar la mayor velocidad que su vehículo puede desarrollar, y en muchos casos ni saben cuál es esa velocidad. La que imparten a su automóvil depende grandemente de características personales, tales como la destreza y la actitud al conducir. Esas características varían de un individuo a otro lo que produce variaciones correspondientes en las velocidades a que circulan los automóviles.

¹⁷ Ibid. 356

¹⁸ J. C. Oppenlander "Variables influencing spot-speed characteristics: Review of literature". Revisión bibliográfica de numerosas fuentes. En *Special Report 89* (Washington, DC: Transportation Research Board, 1966), 3

Cuando se trata de camiones manejados por conductores profesionales, las particularidades del conductor están más reprimidas y la velocidad del vehículo depende más bien de sus características mecánicas y otros factores ajenos al camionero.

Tipo y características de vías y vehículos

En *vías rurales*, que son casi siempre de circulación continua, en general los autobuses desarrollan mayor velocidad que los automóviles y éstos más que los camiones. Las curvas cerradas, las distancias visibles, la calidad y el estado del pavimento, el número y ancho de los carriles, el ancho y condiciones de las bermas son factores que influyen en la velocidad de todos los vehículos. La inclinación y longitud de las pendientes afectan también la velocidad, de los vehículos pero su efecto es mucho más pronunciado en los vehículos pesados que en los ligeros debido a la mayor relación peso/potencia de aquéllos.

Las pendientes ascendentes y descendentes afectan desigualmente la velocidad de los camiones, según la inclinación de éstas. En un estudio realizado en Colombia por Guardela, Moreno y Nieves¹⁹, no se encontró diferencia apreciable entre el efecto de las pendientes ascendentes y descendentes en la velocidad de camiones cargados cuando éstas eran de menos del tres por ciento.

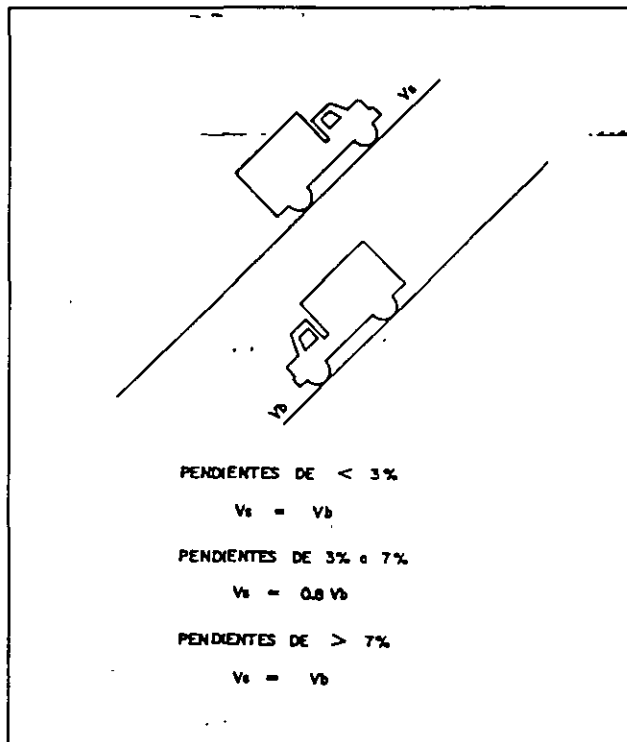


Figura 2-10 Comparación de las velocidades de camiones cargados subiendo (V_s) y bajando (V_b) cuestas de distintas inclinaciones en Colombia

En pendientes del tres al siete por ciento la velocidad de los camiones que ascendían era como un 80 por ciento de la velocidad de los que descendían; y si las pendientes eran superiores al siete por ciento las velocidades de ascenso y descenso se igualaban de nuevo. Este fenómeno se muestra en la Figura 2.10.

En *vías urbanas*, que suelen ser de circulación discontinua, la influencia de la mayor relación peso/potencia se manifiesta más en las aceleraciones partiendo del reposo, como se ha visto, pero luego, las velocidades de los vehículos de distintos tipos no difieren mucho pues las restricciones que impone el medio vial urbano tiende a emparejarlas. Esas restricciones tienen poco que ver normalmente con la alineación horizontal y vertical, pues se deben más a la regulación del tránsito, a la interacción vehicular y a ciertos efectos psicológicos del medio tales

¹⁹ Pedro Guardela, Luis Moreno y Jorge Nieves, "Capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles para Colombia" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayán, Colombia, 1987)

como la presencia de peatones y vehículos estacionados y estacionándose.

Aquí los autobuses, que son comúnmente autobuses urbanos con paradas frecuentes, desarrollan menor velocidad (de recorrido) que los automóviles y los camiones.

Medio ambiente y hora del día

La influencia del medio ambiente en la velocidad puede ser física, psicológica, o ambas a la vez. Así, la lluvia, la niebla y la obscuridad limitan la visibilidad del conductor, pueden hacer resbaladiza la superficie de rodadura, y lo obligan a aumentar el tiempo y distancias disponibles para reaccionar y parar o maniobrar; y además crean condiciones a las que él no está tan acostumbrado y hacen disminuir su confianza. Aunque se han hecho varios estudios para cuantificar la influencia de estos factores sobre la velocidad, sus resultados han sido escasos y a veces contradictorios.

Cuando un conductor está realizando un viaje largo, va creciendo su confianza, lo que lo induce a ir desarrollando mayores velocidades. También tiende a ir más rápido por vías con las que está más familiarizado.

Durante las horas pico las velocidades *a flujo libre* son más altas que en las horas valle. Esto no quiere decir que todas las velocidades *de recorrido* sean también mayores, pues en las horas pico son también mayores los impedimentos a la circulación que causa la interacción vehicular.

Interacción vehicular

Esta interacción hace disminuir la velocidad de los vehículos. En vías de circulación continua los vehículos que van a menor velocidad retrasan a los que van más de prisa, si éstos no pueden sobrepasar pronto a aquéllos. Como los vehículos rápidos no pueden acelerar a los lentos, si la interacción entre ellos afecta a la velocidad media es para reducirla. Ahora bien, cuando existe visibilidad para adelantar en una carretera de un carril por sentido o la vía tiene más de un carril por sentido, la interacción vehicular no afectará apreciablemente la velocidad hasta que el volumen de tránsito que circula por la vía alcance un valor relativamente alto. En carreteras rurales de dos carriles este umbral está alrededor de los 1,000 v/h²⁰ y en autopistas suele estar cerca de 1,500 v/h por carril²¹ en condiciones ideales.

En vías de circulación discontinua la presencia de otros vehículos puede causar reducciones en la velocidad de un vehículo determinado, cuando sus trayectorias están en conflicto, cuando el vehículo forma parte de una cola, cuando una cola de vehículos le cierra el paso y en muchas otras circunstancias.

Esta interacción se trata con más detalles en el Tema 3

²⁰ Flor Angela Cerquera y María Consuelo López. "Capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles para Colombia. Fase II" (Tesis de Maestría, Universidad del Cauca, Popayán, Colombia, 1990)

²¹ Guido Radelat, "Estudio sobre velocidad de corrientes vehiculares continuas y capacidad de vías", en las *Memorias del VI Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte. Tomo II* (Popayán, Colombia, Universidad del Cauca, 1990), 64.

Tabla 2-11
Velocidades de diseño recomendadas en los
Estados Unidos

Vía	Terreno	Velocidad (km/h)
autopista rural	llano	110
	ondulado	100
	montañoso	80-100
carretera troncal	llano	100-110
	ondulado	80-100
	montañoso	60-80
carretera - secundaria	llano	60-100
	ondulado	50-80
	montañoso	30-60
camino vecinal	llano	50-80
	ondulado	30-60
	montañoso	30-50
autopista urbana		80-110
arteria urbana y suburbana		60-90
calle colectoras		40-60
calle local		30-40

Regulación del tránsito

Los fines principales de la regulación del tránsito son mejorar la seguridad vial y la movilidad por las vías. Para lograr el primer fin, que es el que se considera más importante, muchas veces hay que sacrificar el segundo fin. Ese es el origen de las limitaciones de velocidad, cuya efectividad depende de la medida en que los conductores las obedezcan.

Velocidad de diseño

Según la AASHTO, la *velocidad de diseño* o *de proyecto* es la máxima velocidad segura que se puede mantener en un tramo específico de vía cuando las condiciones son tan favorables que sólo la limitan las

características geométricas de la vía²². Esto quiere decir que los vehículos pueden circular a la velocidad de diseño cuando la influencia de los demás factores que afectan la velocidad es menor que la de los atributos geométricos de la vía.

El Libro Verde²³ de la AASHTO²³ recomienda que la velocidad de diseño se determine teniendo en cuenta la topografía, el uso del terreno adyacente y la función e importancia de la vía. Excepto en calles locales y en estacionamientos, donde se trata que los vehículos circulen a bajas velocidades, se persigue establecer la velocidad de diseño más alta que proporcione el grado deseado de seguridad, movilidad y eficiencia dentro de las limitaciones que impone la calidad ambiental, la economía y las convenciones sociales y políticas. Por estas razones, vías similares en distintos países o regiones se diseñan para velocidades diferentes. Así, en un país industrializado puede ser recomendable usar una velocidad de diseño de 110 km/h en una vía troncal que se diseñaría para 80 km/h en un país en vías de desarrollo. Cuando la elección de la velocidad de diseño se hace de acuerdo con estas premisas, la velocidad de diseño escogida parecerá lógica a los usuarios de la vía.

En la Tabla 2-11 se presentan velocidades de diseño empleadas para distintos tipos de vías y terrenos en los Estados Unidos, que no son necesariamente las que se emplearían en otros países, pero se muestran para dar una idea sobre las variaciones relativas de estas velocidades. Están basadas principalmente en las velocidades de diseño recomendadas en el "Libro Verde"²⁴.

²² American Association of Highways and Transportation Officials. *A policy on geometric design of highways and streets* (Washington, DC: AASHTO, 1990), 63.

²³ Ibid., 63.

²⁴ Ibid., 68, 421, 434, 469, 480, 494, 524

La velocidad de diseño establece en cierta forma la categoría de la vía, por lo tanto, otros atributos geométricos deben estar a la altura de esa categoría aunque su influencia en la velocidad no sea grande. De este modo se obtiene un *diseño equilibrado*.

En *vías de circulación continua*, la curvatura horizontal es el factor principal relacionado con la velocidad de diseño, junto con los peraltes y limitaciones de distancias visibles que ella implica. Esta afecta directamente la velocidad máxima que pueden desarrollar todos los vehículos.

El equilibrio del diseño exige que mientras más alta sea la velocidad de diseño, más moderadas deben ser las pendientes, teniendo en cuenta el efecto de éstas en la velocidad de los vehículos pesados. Sin embargo, no es posible igualar las velocidades de los vehículos pesados con los ligeros, y lo único que puede aspirarse es a reducir su diferencia. También a mayores velocidades de diseño deben corresponder carriles y bermas más anchos y obstáculos laterales más alejados, pero el efecto de estos elementos de diseño sobre la velocidad que desarrolla el conductor es psicológico y hasta 1997 no había sido debidamente cuantificado.

Aunque la curvatura sea el factor de diseño que esté más estrechamente relacionado con la velocidad de diseño, su efecto está limitado a los tramos curvos de la vía. En tramos rectos (y sobre todo en pendientes moderadas) no hay factores de diseño que limiten poderosamente la velocidad de los vehículos ligeros, los que prácticamente pueden ir a la velocidad máxima que desarrolle su motor si van solos. Allí el concepto de velocidad de diseño pierde sentido.

En *vías de circulación discontinua* la velocidad de diseño encuentra menos aplicación que en las de circulación continua. En arterias urbanas, durante gran parte del día la velocidad máxima la determina la interacción vehicular y la regulación del tránsito; no las características físicas de la vía. Si se van a hacer cambios importantes en una arteria urbana y se desea establecer una velocidad de diseño, recomienda el "Libro Verde" de la AASHTO²⁵ que ésta se base en las máximas velocidades seguras y las velocidades de marcha medias que puedan alcanzarse en las horas valle, con las limitaciones que impongan los recursos disponibles.

Un principio lógico recomendable es que en toda clase de vía la velocidad de diseño debe ser superior a la máxima velocidad permitida a fin de proporcionar seguridad aun a los que vayan con exceso de velocidad.

Estudios sobre velocidad puntual

Estos estudios se realizan midiendo aproximadamente la velocidad instantánea de los vehículos que pasan por un punto de una vía. Mediante ellos se calcula o estima el valor de la velocidad de todos los vehículos que circulan por un lugar determinado en las condiciones imperantes cuando se hace el estudio así como su distribución.

Los estudios tienen muchas aplicaciones en la ingeniería de tránsito. Se usan para establecer restricciones de velocidad, indicar la velocidad segura en curvas, y proporcionar información

²⁵ Ibid . 66

relativa a la ubicación de señales de tránsito y a la regulación de los semáforos. Si se hacen estos estudios periódicamente, es posible conocer tendencias en la velocidad. También pueden usarse para valorar los efectos en el tránsito de un cambio en una vía.

Métodos y equipo para tomar datos sobre velocidad instantánea

Para obtener los datos sobre velocidades instantáneas se emplean dos técnicas fundamentales. Una de ellas consiste en medir el tiempo en que los vehículos recorren una distancia conocida; la otra mide directamente la velocidad utilizando una onda de radio que es reflejada por el vehículo en movimiento.

Medida del tiempo de recorrido en una distancia fija.

Con cronómetro y enoscopio

Probablemente el medio más antiguo y asequible para determinar las velocidades de los vehículos sea usando un cronómetro. Se mide una distancia sobre la vía, es decir, una base y se marca. El cronómetro se pone en marcha cuando un vehículo entra en la base y se detiene cuando el mismo vehículo sale de ella.

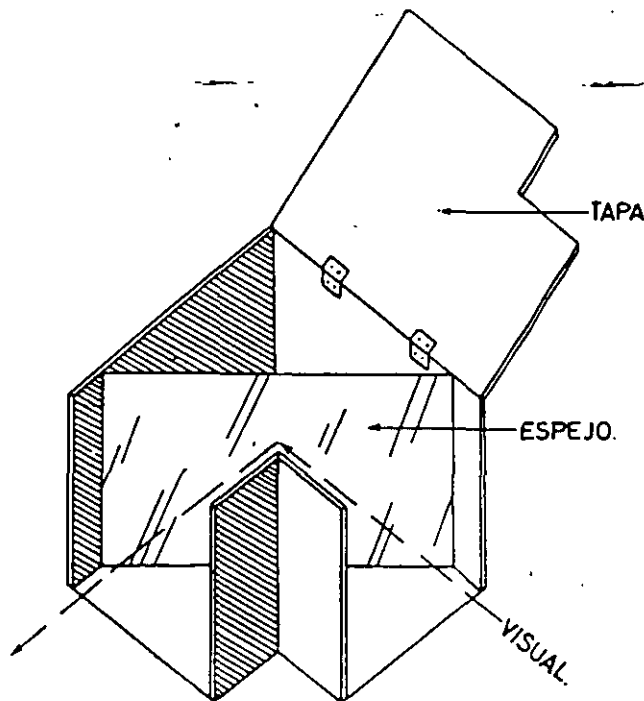


Figura 2-11 Enoscopio con la tapa levantada

Los extremos de la base pueden marcarse con pintura en el pavimento, pero al hacer las observaciones se cometen errores de paralaje. Estos errores se pueden evitar empleando enoscopios, que son cajas en forma de "L", abiertas en dos partes, con un espejo colocado en su interior a un ángulo de 45° con las paredes de la caja que dobla a 90° la visual del observador. Su construcción es barata. Véase la Figura 2-11.

El enoscopio puede colocarse en un extremo de la base con un brazo de la "L" perpendicular a la trayectoria de los vehículos y el otro apuntando hacia el observador que se sitúa en el otro extremo de la base. Es conveniente que éste se ubique frente a un árbol o poste que haya al otro lado de la calle y ponga en marcha el cronómetro cuando el vehículo interrumpa su visual al árbol o poste.

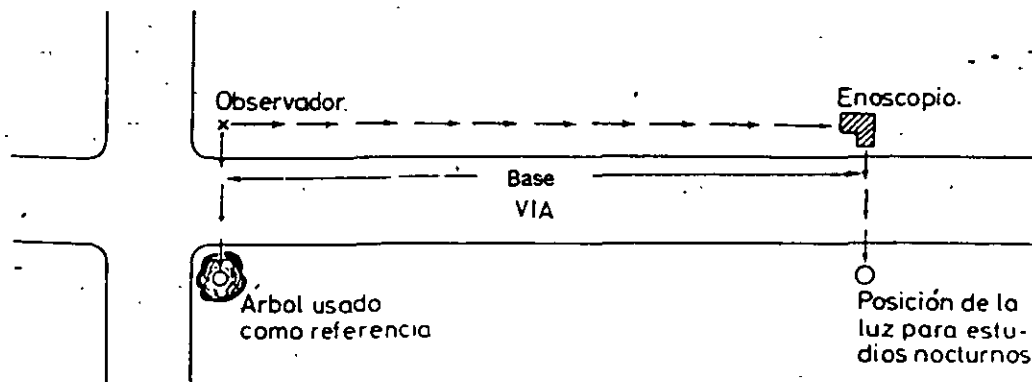


Figura 2-12 Disposición del observador y el enoscopio en una vía urbana.

Cuando el observador percibe la imagen de un vehículo en el enoscopio, pone en marcha el cronómetro y no lo para hasta que el mismo vehículo pase frente a él. Entonces anota el tiempo transcurrido. Se pueden hacer observaciones nocturnas colocando una luz directamente frente al enoscopio, cuyo rayo interrumpen los vehículos al pasar. Véase la Figura 2-12.

Es más conveniente (y sobre todo cuando las bases son largas) usar dos enoscopios, colocando cada uno de ellos en un extremo de la base, y situándose el observador a media distancia entre los enoscopios.

El procedimiento es de bajo rendimiento, pues el observador no puede empezar a medir la velocidad de un vehículo hasta que no haya terminado de medir la del vehículo anterior, por lo que generalmente se dejan de observar muchos vehículos si los volúmenes son altos. Por eso en este caso es mejor, hacer una selección que produzca resultados aleatorios; por ejemplo, observando un vehículo de cada 2, 3, 5, etc. Cuando el tránsito es intenso se corre el riesgo de confundir con otro el vehículo que se observó en el primer enoscopio.

La principal ventaja de este procedimiento es que requiere una inversión mínima de recursos, pero los avances tecnológicos de estos últimos años han hecho más accesibles al ingeniero de tránsito instrumentos que miden la velocidad puntual en forma más rápida, económica y confiable. El uso de los cronómetros y enoscopios va desapareciendo de los países industrializados, al punto que Robertson²⁶ considera que el procedimiento es "baja tecnología".

²⁶ H. Douglas Robertson, "Spot speed studies". Capítulo 3 del *Manual of transportation engineering studies*, red. Robertson (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1994), 37

Con instrumentos registradores

Aun usando enoscopios, si se emplea una computadora portátil provista de reloj integrado en vez de un cronómetro, es posible medir las velocidades puntuales en forma más eficiente y segura y los resultados quedan en un medio utilizable por programas informáticos.

Un paso adelante es utilizar una computadora de uso general o especial que recibe información proveniente de elementos detectores colocados en la calzada, que captan el paso de prácticamente todos los vehículos. Estos elementos se suelen colocar en pares a fin de formar una base para medir velocidades utilizando el tiempo que tarda un vehículo en ir de un elemento detector al siguiente. Como también es posible captar el tiempo de permanencia de cada vehículo sobre un elemento detector, la información obtenida puede ser no solamente el tiempo de recorrido de cada vehículo, sino también la longitud del vehículo, el intervalo y separación intervehiculares, el volumen de tránsito, etc. De este modo es factible adquirir, reducir y analizar gran cantidad de información con mínimo esfuerzo.

Los elementos detectores pueden ser fijos o portátiles. Los elementos fijos que se usan más son los detectores de lazo empotrados en el pavimento, generalmente en instalaciones permanentes, para adquirir información sobre la circulación del tránsito que sirva para regularlo o transmitir la información a conductores. Los elementos portátiles pueden ser mangueras de caucho (que van desapareciendo), cintas interruptoras y detectores de lazo portátiles que se pueden fijar en esteras de caucho para ponerlos y quitarlos con facilidad. También es posible combinar detectores de lazo fijos con cintas interruptoras portátiles, como muestra Robertson²⁷.

La principal desventaja de los elementos detectores que resaltan sobre el pavimento es que muchos conductores aminoran su marcha cuando ven algo que creen pueda servir para vigilar su velocidad. Esto se aplica también a los enoscopios, que deben tratar de ocultarse.

Con técnicas fotográficas

Esta técnica, en la que se emplea ahora principalmente filmadoras de video con reloj integrado, tiene ventajas inherentes que se han mencionado tales como: (1) registro permanente, (2) observación y clasificación de todos los vehículos, (3) extracción de la información con los recursos y comodidades de la oficina, y (4) captación de más detalles informativos inclusive los imprevistos

Entre sus desventajas se pueden citar: (1) necesidad de encontrar un sitio apropiado para colocar la filmadora, (2) lentitud de la extracción de los datos comparada con la hecha por instrumentos registradores, así como la mayor probabilidad de que se cometan equivocaciones (aunque se pueden corregir si se identifican).

Para usarla hay que medir en el campo una base (o bases) de longitud apropiada, definida por dos marcas u objetos que puedan verse en la pantalla de televisión. Los tiempos de recorrido se pueden digitar directamente en una computadora de escritorio.

²⁷ Ibid., 43.

estimación de velocidad

43

Como sucede también en otros estudios, aunque se obtenga la información principal mediante instrumentos registradores, suele ser conveniente complementar esta información con la imagen viva que ofrece el método fotográfico.

Longitud de base

La longitud apropiada de la base para medir velocidades depende principalmente del grado de precisión deseado, la velocidad máxima de los vehículos que se observan y de la apreciación del tiempo de recorrido. Esta apreciación la determina principalmente el instrumento que se use y la pericia del observador.

El error de apreciación máximo del tiempo de recorrido de la base es lógicamente la mitad de la apreciación del mismo; es decir, si la apreciación es de un segundo el error de apreciación máximo sería de medio segundo, positivo o negativo.

El error de apreciación máximo de la velocidad puntual sería, en términos absolutos:

$$e = \frac{L}{t} - \frac{L}{t + \frac{a}{2}} \quad 2.25$$

donde: e = error de apreciación de la velocidad puntual
 L = longitud de la base
 t = tiempo de recorrido de la base
 a = valor absoluto de la apreciación del tiempo de recorrido

Expresando el error e como proporción o tanto por uno de la velocidad, se tiene:

$$e = kV \quad 2.26$$

donde: k = número positivo, prácticamente < 1
 V = velocidad puntual

Igualando las ecuaciones 2.25 y 2.26 haciendo $t = LV$, despejando L y convirtiendo unidades queda, para valores límites:

$$L = \frac{aV(1-k)}{7.2k} \quad 2.27$$

donde: L = longitud mínima de la base (m)
 a = apreciación del tiempo de recorrido (s)
 V = velocidad puntual esperada (km/h)
 k = error máximo tolerable de la velocidad puntual como proporción de ésta

Las bases son muy grandes cuando la apreciación es poco precisa; el error tolerable pequeño y las velocidades altas, al extremo que lo que se mide dista mucho de ser una verdadera

2/6

velocidad puntual. No obstante, hay que advertir que el error tolerable en que se basa Ecuación 2.27 es el de las observaciones individuales y que lo que generalmente se calcula es la media de las velocidades, cuyo error disminuye en función de la raíz cuadrada del número de observaciones. Todo esto resulta demasiado complicado para casos sencillos. En condiciones ordinarias, Box y Oppenlander²⁸ recomiendan que se usen bases mínimas de 25 m para velocidades puntuales esperadas menores de 40 km/h, 50 m para velocidades entre 40 y 65 km/h, y de 75 m para velocidades mayores.

En el caso de las mediciones con elementos detectores e instrumentos registradores, bases de dos o tres metros producen resultados aceptables porque es posible apreciar la velocidad con mayor exactitud y observar un gran número de vehículos

Medida directa de la velocidad con radar

Los medidores de velocidad a base de radar son los instrumentos más empleados actualmente para medir velocidades. Se basan en el principio fundamental que una onda de radio reflejada por un objeto en movimiento experimenta una variación en su frecuencia que es función de la velocidad del objeto. Eso es lo que se conoce como *principio Doppler*. Midiendo cuidadosamente el cambio de frecuencia es posible determinar la velocidad del objeto.

Estos medidores pueden montarse en un trípode, en un vehículo o sostenerse con la mano para medir las velocidades de los vehículos. Su uso es muy sencillo pues basta con apuntar hacia el vehículo, apretar un gatillo (si acaso), leer la velocidad directamente en una pantallita y anotarla. La velocidad aparece redondeada a kilómetros por hora (o millas por hora) enteros.

Como la velocidad que miden estos instrumentos es la del vehículo con respecto al medidor, ésta resulta menor que la que lleva el vehículo con respecto a la vía. Esto sucede porque la distancia recorrida por el vehículo a lo largo de la vía en la unidad de tiempo es mayor que el cambio correspondiente en la distancia de él al medidor. Para corregir este error habría que dividir la velocidad medida entre el coseno del *ángulo de incidencia*, o sea, el que forma la visual del medidor al vehículo con la alineación de la vía. Esto no es fácil porque para que este ángulo no cambie hay que mantener fijo el instrumento. En general, si el ángulo es menor de 15° los errores introducidos no son importantes.

De todos los instrumentos para medir la velocidad que ven los conductores, el que más temen es el medidor de radar. A fin de que éste no afecte la velocidad natural de los vehículos, debe ponerse gran cuidado en ocultarlo y, si es posible, apuntar a los vehículos por detrás.

²⁸ Paul C. Box y Joseph C. Oppenlander. *Manual of traffic engineering studies*, 4a ed. (Washington, DC: Institute of Transportation Engineers, 1976), 82. Existe una buena traducción al castellano de esta obra denominada *Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito* (México, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., 1985)

Número de observaciones

Si se desea obtener la media aritmética de la velocidad puntual, el número de observaciones apropiado se puede estimar utilizando la siguiente ecuación, que está generalizada para cualquier nivel de confianza:

$$n \geq \left(\frac{z \cdot \hat{\sigma}}{e} \right)^2 \quad 2.28$$

- donde: n = número de observaciones o tamaño de la muestra a tomar
 $\hat{\sigma}$ = estimativo de la desviación típica de la población de velocidades
 z = constante correspondiente al nivel de confianza deseado
 e = error tolerable máximo en la media de velocidades

Tabla 2-12
Valores de la constante z para varios niveles de confianza

Nivel de confianza (%)	Valor de la constante z
68.3	1.00
90.0	1.64
95.0	1.96
95.5	2.00
99.0	2.58
99.7	3.00

La Tabla 2-12, basada en las propiedades de la distribución normal, presenta los valores de la constante z para los niveles de confianza más comunes. Los niveles de 95% y 95.5% son los más usados en las medidas de velocidades. En casos muy especiales en que se necesite mayor confianza en los resultados se emplean los niveles de 99% y 99.7%.

Si no se dispone de un buen estimativo para la desviación típica de la población de velocidades individuales se puede usar inicialmente un valor tomado de la Tabla 2-13.

Luego, si se van tomando más datos, se pueden ir calculando valores más precisos de la desviación típica y con ellos ir corrigiendo el valor del número de observaciones

El error tolerable máximo en la media de velocidades suele estar comprendido entre uno y cinco km/h y es generalmente de dos o tres km/h. El procedimiento está basado directamente en las propiedades de la distribución normal, por lo cual el número de observaciones o tamaño de la muestra no debe ser menor de 30.

Tabla 2-13
Desviaciones típicas comunes de velocidades puntuales para distintos tipos de tránsito y vía (km/h)

Tipo de tránsito	Tipo de vía	Desviación típica
rural	dos carriles	8.5
rural	cuatro carriles	6.8
intermedio	dos carriles	8.5
intermedio	cuatro carriles	8.5
urbano	dos carriles	7.7
urbano	cuatro carriles	7.9
valor redondeado		8.0

FUENTE: Box y Oppenlander, *Manual of traffic engineering studies*, 80

Reducción, análisis y presentación de los datos

Una vez tomados los datos en bruto sobre velocidad hay que proceder a reducirlos a la información que se desea obtener y analizarlos para poder interpretar su significado.

40

Reducción de los datos

La reducción comprende las operaciones aritméticas necesarias para expresar la velocidad de los vehículos en las unidades que se desean, lo cual puede requerir la conversión de tiempos de recorrido en velocidad. También se considera reducción el ordenamiento de los valores de las velocidades en tablas, su agrupación en clases dentro de ciertos intervalos, el cálculo del porcentaje que cae en cada clase, la acumulación de esos porcentajes hasta cada clase partiendo de la primera o la última clase, y la representación gráfica de los porcentajes individuales y acumulados en forma de *histogramas* y *ojivas* como se describe a continuación. Estas últimas actividades lindan con el *análisis*. El siguiente ejemplo se presenta con la intención de aclarar e ilustrar las actividades de reducción de datos.

☞ EJEMPLO: El caso que se expone aquí es real y aunque no corresponde a condiciones habituales, representa una de las muchas circunstancias especiales que encuentra el ingeniero de tránsito en su trabajo.

Tabla 2-14
Velocidades (km/h) medidas con radar en una
carretera en terreno montañoso

Obs	km/h	O km/		O km/		Obs	km/h
		bs	h	bs	h		
1	72	26	53	51	57	76	47
2	72	27	50	52	66	77	57
3	56	28	39	53	66	78	72
4	58	29	60	54	62	79	65
5	81	30	71	55	39	80	63
6	42	31	67	56	39	81	49
7	38	32	67	57	39	82	50
8	37	33	54	58	97	83	54
9	37	34	57	59	32	84	48
10	48	35	59	60	69	85	79
11	57	36	44	61	69	86	49
12	62	37	54	62	60	87	49
13	45	38	73	63	58	88	56
14	68	39	79	64	68	89	49
15	52	40	34	65	67	90	55
16	68	41	44	66	81	91	53
17	49	42	42	67	60	92	75
18	61	43	37	68	58	93	69
19	64	44	54	69	50	94	58
20	73	45	58	70	47	95	58
21	62	46	58	71	46	96	60
22	57	47	46	72	41	97	59
23	56	48	80	73	39	98	55
24	55	49	69	74	39	99	27
25	63	50	81	75	49	100	26

FUENTE. Oscar Ruales Morrillo, estudio para verificar el manual de capacidad para carreteras colombianas de dos carriles (Bogotá, Ministerio de Transporte, junio de 1991)

Con el fin de verificar un procedimiento para predecir la velocidad media en carreteras de dos carriles, se midió en una de estas vías la velocidad puntual de los vehículos, con medidor de radar, en el punto medio de una pendiente ascendente del 5% y un km de longitud. El volumen de tránsito era de 420 v/h estaba compuesto por un 77% de automóviles, 9% de autobuses y 14% de camiones. Se trató de limitar el error de inferencia de la media aritmética de las velocidades a 2 km/h al nivel de confianza de 95%. Suponiendo que la desviación típica de las observaciones individuales fuera de 8.5 km/h y utilizando la ecuación 5.4 se calculó que se necesitarían al menos 70 observaciones para no rebasar el error tolerable. Se hicieron 100 observaciones. Se clasificaron los vehículos observados en automóviles, autobuses y camiones. También se anotó si el vehículo iba libre (o a flujo libre) o restringido por otro vehículo. Las velocidades

observadas aparecen en la Tabla 2-14. →

A fin de poder apreciar más fácilmente las variaciones de la velocidad puntual, se clasificaron los valores en clases definidas por intervalos como puede verse en las columnas primera, segunda y tercera de la Tabla 2-16. Allí se indican respectivamente el intervalo, su punto medio y el número de valores que caen dentro del intervalo. En la cuarta columna se presenta el porcentaje del número total de observaciones que corresponde a cada clase. Finalmente, en la quinta columna están los porcentajes acumulados, es decir, la suma de los porcentajes de observaciones de velocidades menores que el límite superior del intervalo correspondiente.

Tabla 2-15
Agrupación de los valores de las velocidades de todo tipo de vehículo en clases y porcentajes en cada clase

Clase de velocidades (km/h)	Punto medio (km/h)	Observaciones por clase		
		Núm.	%	Porcentaje acumulado
22.5 - 27.5	25	2	2	2
27.5 - 32.5	30	1	1	3
32.5 - 37.5	35	2	2	5
37.5 - 42.5	40	12	12	17
42.5 - 47.5	45	7	7	24
47.5 - 52.5	50	12	12	36
52.5 - 57.5	55	17	17	53
57.5 - 62.5	60	17	17	70
62.5 - 67.5	65	9	9	79
67.5 - 72.5	70	7	7	89
72.5 - 77.5	75	4	4	93
77.5 - 82.5	80	6	6	99
82.5 - 87.5	85	0	0	99
87.5 - 92.5	90	0	0	99
92.5 - 97.5	95	1	1	100
Total		100	100	

Con los valores de las columnas segunda y cuarta de la Tabla 2-15 se ha dibujado un *histograma* de las velocidades (Figura 2-13), que es un gráfico formado por rectángulos cuyas bases representan los intervalos de las clases de velocidades, y su altura el porcentaje del número total de observaciones que caen dentro de esos intervalos.

La Figura 2-14 muestra la curva de la distribución acumulativa de velocidades u *ojiva* del ejemplo que se presenta. Se ha trazado usando como abscisas los valores de los límites superiores de la clase de velocidades (segundo valor de la primera columna de la Tabla 2-15), y como ordenadas los porcentajes acumulados de las observaciones (quinta columna). Así, a cada valor de la velocidad corresponde el porcentaje de vehículos que circularon a velocidades menores que aquélla.

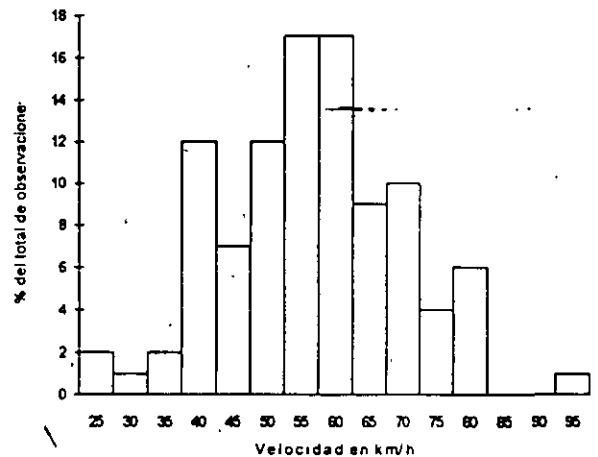
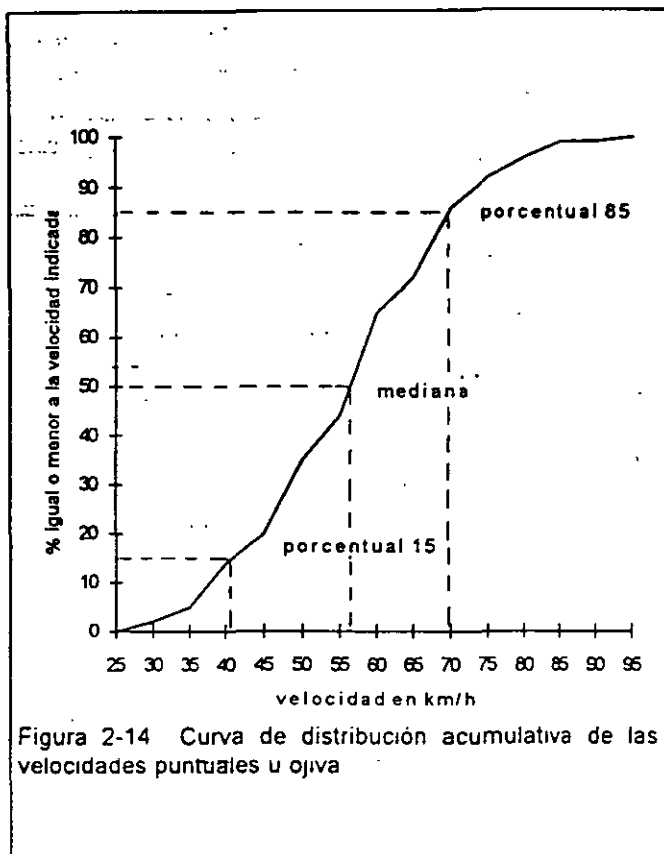


Figura 2-13 Histograma de velocidades puntuales

Análisis de la información: aplicación de estadística descriptiva

La reducción de los datos proporciona la información que se busca, pero la estadística descriptiva brinda ciertos valores representativos que indican claramente características importantes de esa información, tales como la *tendencia central* y la *variabilidad*.



La tendencia central es importante porque da una idea general sobre la velocidad típica en las condiciones de vía y tránsito que se estudian. El conocimiento de la variabilidad de las velocidades también es necesario porque influye en el valor de la velocidad típica, como se verá en el capítulo siguiente, e incide en la seguridad vial. Si la variabilidad de velocidades (y especialmente la de velocidades libres) es amplia, serán necesarias muchas maniobras de adelanto que pueden propiciar la ocurrencia de accidentes.

Entre los valores que caracterizan la tendencia central se encuentran las medias, la mediana, y la moda. Para cuantificar la variabilidad se emplean la amplitud, y la desviación típica, mientras que los porcentuales o percentiles dan información sobre tendencia central y variabilidad. Por razones de espacio no se ilustrará el cálculo de esas estadísticas.

Medida de velocidades libres

El conocimiento de la *velocidad libre* o *velocidad a flujo libre* es de gran valor para el ingeniero de tránsito, porque no está afectada por la interacción vehicular ni por la regulación del tránsito (excepto por la velocidad máxima permitida, a veces), y refleja más los efectos de la idiosincrasia del conductor, las características funcionales del vehículo, la calidad y condiciones de la vía, y el medio ambiente.

Medida desde un lugar fijo

La velocidad libre media en un punto o tramo uniforme de una vía se puede medir utilizando cualquiera de los métodos mencionados para medir la velocidad puntual desde un lugar fijo, pero observando solamente los vehículos que se identifican como *libres*, es decir, cuya velocidad no está afectada por la de un vehículo más lento que vaya delante de él.

Hay varios criterios para identificar un vehículo libre, pero el más empleado en los Estados Unidos es el establecido por el Manual de Capacidad Vial de 1985²⁹, que lo define como el vehículo que se desplaza con un intervalo de más de *cinco segundos* con respecto al que lo

²⁹ Highway capacity manual. Special Report 209 de la Transportation Research Board. (Washington, DC. TRB, 1985), 8-3.

precede en el mismo carril por donde va. Se supone que si el intervalo es de menos de cinco segundos el vehículo de delante está demorando al que lo sigue.

Este criterio de identificación se puede aplicar midiendo con un cronómetro el tiempo que media entre el paso de la parte trasera de un vehículo por un punto del carril y el del paso de la parte trasera del vehículo siguiente por el mismo punto. Si ese espacio de tiempo es de más de cinco segundos se define el vehículo de atrás como libre. Después de cronometrar muchos vehículos, el observador podrá identificar los vehículos libres "a ojo", siempre que tenga la precaución de dejar un "margen de seguridad" y no registrar los casos dudosos.

Medida con un vehículo piloto

Otro procedimiento menos preciso pero más expedito para medir la velocidad libre es utilizando un vehículo piloto que recorra el tramo de interés. En líneas generales, el procedimiento puede consistir en los pasos siguientes:

1. Se selecciona un automóvil que tenga un velocímetro que funcione bien y se calibra el velocímetro con un medidor de radar de confianza que vaya apuntando a puntos fijos desde el automóvil en marcha. Las lecturas del velocímetros se comparan con las correspondientes al radar y se determina el factor de corrección del velocímetro.
2. Se calibra al conductor del automóvil midiendo su velocidad libre en un tramo de vía y comparando esa velocidad con la velocidad libre de otros automóviles que recorran el tramo. Con esos datos se calcula el factor de corrección del conductor.
3. Con el velocímetro y el conductor calibrados se recorre el tramo de vía de interés y se observa en el velocímetro la máxima velocidad sostenida cuando el vehículo piloto no está demorado por otro vehículo. Esa sería una lectura de la velocidad a flujo libre. Los recorridos del vehículo piloto no deben empezar hasta que pueda avanzar sin que haya otros vehículos inmediatamente delante de él. Para ello es preciso que el vehículo piloto espere un claro en la corriente vehicular parado en la berma u otro lugar junto a la calzada en vías rurales, o junto al bordillo después de atravesar una intersección semaforizada en vías urbanas. Otra alternativa es realizar el número de recorridos necesarios hasta obtener la velocidad a flujo libre en el porcentaje de la longitud de la vía que se estime suficiente.

Hemos usado este procedimiento en forma pragmática en estudios preliminares, tanto en medio rural como urbano, donde sólo se ha querido tener una idea general sobre la velocidad a flujo libre. Es posible mejorar la precisión del procedimiento y determinar cuál es esa precisión si se aplican principios de estadística inferencial para establecer (1) errores tolerables y niveles de confianza; (2) número de comparaciones de las lecturas del velocímetro y el radar; (3) en la calibración del conductor: número de los recorridos de éste y número de otros vehículos a observar, (4) en la medida de la velocidad libre: el número de observaciones del velocímetro. Además, si el vehículo piloto es un vehículo ligero y existe una proporción apreciable de vehículos pesados habría que hacer un ajuste al valor de la velocidad a flujo libre para tener en cuenta la marcha más lenta de muchos de estos vehículos.

Precauciones al medir la velocidad libre

Como hay muchos factores que afectan la velocidad libre ésta se debe medir donde y cuando existan condiciones similares al escenario donde esa velocidad se vaya a aplicar. Por ejemplo, si la velocidad libre se va a utilizar en un cálculo de capacidad vial urbana, que corresponde a máximos volúmenes de tránsito, generalmente en horas diurnas de gran animación, no se puede medir esa velocidad a las dos de la mañana cuando el tránsito es muy escaso, hay poca visibilidad, y no hay apenas peatones ni maniobras de estacionamiento. Es cierto que no existe velocidad libre si hay interacción vehicular, pero aun la presencia de vehículos circulando en sentido contrario o simplemente la aprensión de que surjan posibles conflictos vehiculares, pesan lo suficiente sobre el ánimo del conductor para hacerle aminorar la marcha.

También, es mejor no incluir en la muestra de vehículos libres los que vayan a la cabeza de las caravanas o pelotones pues estos vehículos suelen ir a velocidades libres más bajas que la mayoría de ellos y su inclusión en la muestra introduciría un sesgo en el cálculo de velocidad libre media.

Demora

Llamamos *demora* al tiempo de recorrido adicional que resulta cuando un vehículo va a menor velocidad que la que desean ir sus ocupantes por causas relacionadas con la vía, el tránsito y su regulación. Es decir, que cada vez que un vehículo se detiene o aminorar su marcha por una de esas causas ajenas a la voluntad de sus ocupantes, ocurre una demora. También el concepto de demora se puede aplicar a los peatones.

La demora es sin duda la variable relativa al tránsito que perciben mejor los usuarios de la vías. En cambio, es de naturaleza subjetiva, lo que dificulta muchas veces su medida. En ingeniería de tránsito es importante conocer el valor de la demora promedio de los vehículos que componen una corriente vehicular, ya que ésta es una de las medidas que se utilizan para determinar el grado de movilidad que brinda un sistema vial.

De acuerdo a una de sus múltiples clasificaciones, la demora puede considerarse como *fija u operacional*. Definimos la *demora fija* como la causada por los atributos permanentes de la vía, tales como sus características geométricas, las condiciones de la superficie de rodadura e impedimentos físicos a la circulación. Frecuentemente el usuario de la vía, tolera o ignora esa demora al considerar que es imposible evitarla. Llamamos *demora operacional* a la motivada por la regulación del tránsito, la interacción vehicular o la combinación de ambas causas. La interacción puede ser *interna* si ocurre entre vehículos de una misma corriente vehicular, o *externa* si es con vehículos que no integran esa corriente, como los que van en sentido contrario o se estacionan. La demora operacional, que puede ser predecible o no, es la que interesa más al ingeniero de tránsito y la que irrita más al usuario de la vía.

Demora total media

En un tramo de vía y en un sentido dado, se considera que *demora total media* es la diferencia entre el tiempo medio de recorrido por el tramo, en las condiciones estudiadas, y el tiempo medio de recorrido ideal. Si no se tienen en cuenta las demoras fijas, el tiempo de recorrido ideal es el que corresponde a la velocidad media libre en el tramo.

Demora media por detención

En vías de circulación discontinua, tales como las arterias urbanas, un componente importante de la demora total media es la *demora media por detención*. Constituye el tiempo de recorrido adicional que resulta de las detenciones de los vehículos en lugares del tramo de vía considerado, que son principalmente los accesos a intersecciones. Esta demora a su vez se compone de la *demora media por tiempo de detención*, o simplemente *tiempo medio de detención*, y de la *demora media por deceleración y aceleración*.

El *tiempo medio de detención* es el que transcurre cuando los vehículos están detenidos, generalmente en una cola, esperando la indicación verde de un semáforo. Ahora bien, es difícil que los vehículos estén inmóviles en una cola, pues casi siempre ocurren ajustes en su separación que los hace efectuar pequeños avances. Por esa razón muchos consideran que un vehículo está detenido en una fila cuando su velocidad es menor de cierto valor que suele estar entre cinco y diez km/h. El tiempo medio de detención es fácil de identificar y de medir, y representa una parte importante de la demora total, por lo que se utiliza mucho como indicador de efectividad.

La *demora media por deceleración y aceleración* es el tiempo medio perdido al decelerar para detenerse y luego acelerar para recuperar la velocidad de marcha normal. Esta demora depende de la velocidad de marcha normal de los vehículos y de las tasas de deceleración y aceleración que emplean. En medio urbano y en condiciones habituales en los Estados Unidos, el valor de esta demora se puede aproximar por³⁰

$$d_{da} = 0.16V_m \quad 2.29$$

donde: d_{da} = demora media por deceleración/aceleración (s)

V_m = velocidad media de marcha (km/h)

Debido al pequeño valor de la demora por deceleración y aceleración y al desconocimiento que se tiene muchas veces de la velocidad de marcha, en el manual de capacidad vial de los Estados Unidos³¹ se considera que esta demora es un 30% del tiempo de detención, cualquiera que sea el valor de este o de la velocidad de marcha

La Figura 2-15 muestra gráficamente la relación que existe entre la demora total, la demora por detención y el tiempo de detención de un solo vehículo

³⁰ Guido Radelat "Delay to stopping vehicles caused by decelerations and accelerations" Informe interno de una investigación. (Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 1984), 6

³¹ Highway capacity manual, A-1

Una variable muy fácil de medir que está relacionada con el tiempo medio de detención es el *porcentaje de vehículos que se detienen*. Se refiere a los vehículos que paran al menos una sola vez en el acceso a una intersección.

Reilly, Gardner y Kell³² establecieron la siguiente ecuación de regresión basada en observaciones en 10 intersecciones urbanas

$$t_d = 0.54p_d - 9.54 \quad 2.30$$

donde: t_d = tiempo medio de detención (s)

p_d = porcentaje (del volumen en el cceso) de vehículos que se detienen

Porcentaje de duración de demora

En vías de circulación continua, como es lógico, la demora por detención no resulta importante. En esas vías la demora total es más reveladora, pero no es fácil de medir, pues supone la medición, no solamente de tiempos de recorridos para las condiciones estudiadas, sino también determinar los tiempos de recorridos libres o juzgar cuáles otros tiempos de recorrido serían los ideales.

En carreteras de dos carriles, donde es frecuente la formación de caravanas o pelotones de vehículos que se siguen los unos a los otros, se ha estado usando como medida de efectividad una variable más fácil de calcular que es el *porcentaje de duración de demora*. Esta variable fue introducida en la edición de 1985 del manual de capacidad vial norteamericano que la define como " el porcentaje medio del tiempo en que todos los vehículos están demorados al circular en pelotones debido a la imposibilidad de adelantar"³³. Como aun este porcentaje es difícil de medir directamente a lo largo de la vía, para estimarlo se usa como medida "sustituta" el *porcentaje de vehículos que pasan por un punto de la vía con intervalos entre si de menos de cinco segundos*.

Aunque esta medida indica la *duración*, pero no la *magnitud* de la demora, ha encontrado a muchos partidarios en virtud de su sencillez y del hecho de que indica fácilmente dónde y cuándo los efectos de la interacción vehicular interna sobre el tránsito son más pronunciados, aparte de los que impone la vía por si sola.

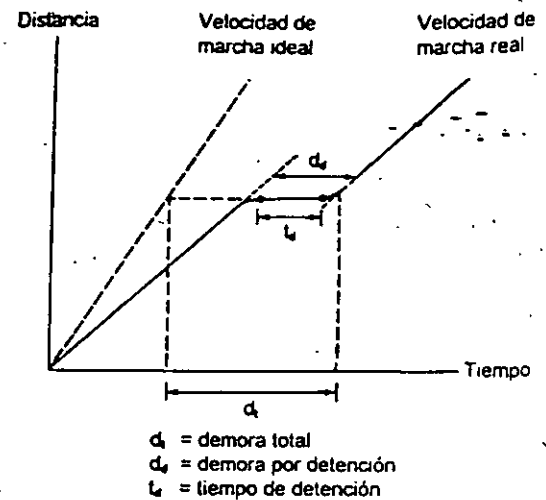


Figura 2-15 Representación de la demora total, la demora por detención y el tiempo de detención de un vehículo. Las pendientes de las líneas inclinadas representan velocidades (distancia/tiempo). Las velocidades de marcha son entre detenciones, es decir, que no tienen en cuenta deceleraciones y aceleraciones
FUENTE: McShane y Roess, *Traffic Engineering*, 402

³² W R Reilly, C C Gardner y J. H Kell *A technique for measuring of delay at intersections* Informe FHWA-RD-76-135 de la Federal Highway Administration, Vol. 1 (Springfield, Virginia: National Technical Information Service, 1976), 87

³³ *Highway capacity manual*, 8-2

Estudios sobre tiempos de recorrido y demoras

Motivo

El fin de estos estudios es conocer el tiempo de recorrido y las demoras que ocurren a lo largo de una vía. Las aplicaciones de este conocimiento son similares a las aplicaciones del conocimiento sobre la velocidad que se han mencionado, pues el tiempo de recorrido es el inverso de la velocidad, al menos teóricamente; sin embargo, hay algunas diferencias entre ellas.

Cuando se busca conocer la velocidad, se piensa principalmente en la velocidad puntual, es decir, la velocidad en un punto o tramo corto de una vía para estudiar el efecto de condiciones localizadas en ellos. En cambio, el conocimiento sobre tiempo de recorrido se orienta más hacia el análisis global de lo que sucede en todo un sector de longitud apreciable o en el análisis comparativo de los diversos tramos de que se compone el sector. Ejemplos: determinación de la efectividad de rutas alternativas de un origen a un destino, o identificación de las intersecciones o cuadras críticas en un tramo de arteria urbana.

Métodos y equipos para la toma y reducción de datos

Existen diversos métodos para determinar tiempos de recorrido y demoras, pero los principales son: el del *vehículo en movimiento* y el de las *placas de matrícula*. El último de estos métodos proporciona información solamente sobre los tiempos de recorrido, mientras que con el primero se pueden obtener también datos sobre demoras.

Estos estudios se realizan principalmente en vías urbanas o semiurbanas donde la densidad del tránsito y su regulación producen reducciones apreciables en la velocidad de recorrido.

Método del vehículo en movimiento

Ya se ha mencionado de paso la aplicación de este método para medir volúmenes de tránsito, pero cuando se usa en estudios de tiempo de recorrido y demoras es necesario prestar mayor atención a la velocidad a la que circula el vehículo observador.

En este método un vehículo piloto recorre varias veces el tramo en estudio a una marcha que suele determinarse, en general, por dos procedimientos. En el primero, el conductor del vehículo piloto trata de "flotar" en la corriente vehicular, procurando que el número de vehículos que adelante sea igual al que lo rebasan. En el segundo, se dan instrucciones al conductor del vehículo piloto para que conserve una velocidad que, a su juicio, sea el promedio de la de todos los vehículos de la corriente en ese momento. Algunos consideran que el primer procedimiento puede resultar peligroso si el conductor se afana demasiado por mantener el equilibrio entre los sobrepasos. La tendencia actual es utilizar el segundo procedimiento pues se considera que, a la luz de la experiencia, sus resultados han sido satisfactorios. Otros procedimientos menos utilizados consisten en seguir un vehículo elegido al azar o indicar al conductor que maneje en forma natural habiéndose calibrado su velocidad libre con respecto a otros conductores. También se ha usado un procedimiento en el que el conductor del vehículo trata de ir a la velocidad máxima permitida, a menos que no pueda

alcanzarla, pero donde esa velocidad máxima no se respeta, la velocidad del vehículo p. es muy inferior a la media, e inclusive el puede constituir un impedimento al tránsito.

Durante los recorridos del tramo en estudio se mide el tiempo de recorrido total en el tramo y los tiempos de detención en cierto puntos a lo largo del mismo, si es que se desea conocer éstos. Antes del inicio de los recorridos hay que determinar los puntos iniciales y finales del tramo que se va a estudiar, así como *puntos de control* claves para ubicar las demoras y medir los tiempos de recorrido entre ellos. En arterias urbanas, que es donde se usa más este método, los puntos de control suelen ser *intersecciones semaforizadas*; en autopistas, se utilizan puntos específicos en los empalmes de ramales de entrada o salida y pasos inferiores; mientras que en carreteras de dos carriles se han usado como puntos de control (sólo para tiempo de recorrido) los lugares donde cambian las características de la vía, del tránsito o del terreno.

También es preciso conocer por adelantado la longitud del tramo de estudio y la distancia entre los puntos de control, tomándolos de planos existentes o midiéndolos con odómetros de vehículos, si las distancias son largas, o con ruedas de medir, si son cortas. Naturalmente, hay que tener listos equipos y hojas de campo, y adiestrados el conductor del vehículo piloto y los observadores.

Registro manual del tiempo de recorrido y demoras

Un método que se puede utilizar, basado principalmente en recomendaciones de Box y Oppenlander³⁴, es como sigue:

Personal y equipo: un conductor y un observador provisto de dos cronómetros, un tablero y hojas de campo como la mostrada en la Figura 2-16.

Procedimiento:

1. Antes de hacer los recorridos se ponen en la Hoja de Campo No. 1 todos los datos que se conozcan de antemano, tales como la fecha la identificación del tramo y la velocidad máxima establecida para que se considere que un vehículo está detenido. El número y el lugar donde se encuentra cada punto de control se escriben en las columnas 1 y 2. También se estima en forma preliminar el número de recorridos (esto se indica más adelante).
2. Cuando se tiene todo listo para empezar, se detiene el vehículo una distancia suficiente antes de llegar al punto de inicio para que llegue allí a velocidad normal. En la Hoja de Campo No. 1 se anotan los datos generales de última hora del recorrido que se va a hacer, tales como el estado del tiempo y la hora de inicio. Se utiliza una hoja para cada recorrido, excepto cuando haya un número de puntos de control mayor que los que quepan en una hoja.
3. Cuando el vehículo piloto pasa por el inicio del tramo, el observador pone en marcha el primer cronómetro y lo deja correr. Mientras recorre la vía va leyendo y anotando el

³⁴ Box y Oppenlander, *Manual of traffic engineering studies*, 100-102

tiempo acumulado que transcurre según el vehículo va llegando a cada punto de control. Estas anotaciones se hacen en la tercera columna de la hoja de campo.

4. Cuando el vehículo se detiene o reduce su velocidad a menos del valor establecido (digamos, 10 km/h), el observador pone en marcha el segundo cronómetro; y lo detiene cuando el vehículo se pone en movimiento o rebasa el valor establecido de la velocidad mínima de marcha. Lee el tiempo registrado por el cronómetro, que es el tiempo de detención, y lo anota en la quinta columna de la hoja de campo. La ubicación de la demora la identifica en la cuarta columna mediante referencia a los puntos de control, indicando si ocurrió en el acceso a uno de estos puntos o en un lugar entre ellos. En la sexta columna se indica la causa de la demora escribiendo el símbolo correspondiente. Véase la Figura 2-16.
5. Al llegar el vehículo piloto al final del tramo, detiene el segundo cronómetro, lee el tiempo total de recorrido y lo anota en la parte inferior de la hoja de campo.
6. Si la vía es de circulación en ambos sentidos y se desea estudiar también el sentido contrario, se hace un recorrido en ese sentido; de lo contrario habrá que regresar al punto de inicio del tramo para empezar el siguiente recorrido.
7. Una vez terminados todos los recorridos, y antes de olvidar los detalles del trabajo, el observador calcula y anota para cada recorrido (a) el tiempo de detención total (sumando los tiempos de detención observados), (b) el tiempo de marcha (restando el tiempo de detención total del de recorrido), (c) las velocidades de recorrido y de marcha (dividiendo la longitud del tramo en kilómetros entre los tiempos correspondientes en horas), (d) la velocidad máxima de marcha a la que se consideró el vehículo detenido, y (e) cualquier observación que estime pertinente

Hay que tener en cuenta que los tiempos de recorrido y velocidades medidas corresponden al vehículo piloto, que es generalmente un vehículo ligero. Estos resultados únicamente tienen sentido cuando el modo de transporte por automóvil particular es muy predominante. En caso contrario habría que hacer cambios en el método que reflejen el tiempo de recorrido de otros tipos de vehículos, especialmente los autobuses urbanos, y el papel que juegan en el transporte.

EJEMPLO: La Figura 2-16 muestra los datos que se tomaron en un recorrido de una serie de 17 que se hicieron en una arteria de la ciudad de Washington, mencionados en el ejemplo anterior adaptados a la Hoja de Campo número 1.

Como puede observarse, la causa principal de las demoras es la indicación roja de los semáforos pues éstos no estaban coordinados para favorecer el movimiento en ese sentido (desde el centro, en sentido Norte por la mañana). Los autobuses constituían como un ocho por ciento del tránsito total que no era demasiado intenso (unos 300 v/h/carril), y había amplias oportunidades para rebasar a autobuses, que hacían pocas paradas porque no había gran demanda por ellos en el sentido que circulaban (en contra de la demanda de transporte predominante).

ESTUDIO DE TIEMPOS DE RECORRIDO Y DEMORAS METODO DEL VEHICULO EN MOVIMIENTO HOJA DE CAMPO NO. 1

Fecha: 27 de mayo de 1965 Observador: Yingling Estado del tiempo: nublado, pav. seco

Tramo: Connecticut Ave., N.W, de 32 m al S de Woodley, a 120 m al N de Porter

Recorrido no: 6 Sentido: N Longitud (m): 1,530 Hora de inicio: 8:12.A.M.

NOTAS: 1. Debe acompañarse información sobre puntos de control 2. Táchese la unidad de tiempo que no se use

Puntos de control		
Nombre	Lugar	Tiempo recorrido (min, s)
Inicio	32 m S de PC1	0.00
PC1	Woodley	0.28
PC2	Cathedral	1.35
PC3	Zoo (S)	1.66
PC4	Zoo (N)	1.87
PC5	Devonshire	2.00
PC6	Macomb	2.58
PC7	Ordway	3.36
PC8	Porter	5.36
Final	120 m N de PC8	5.58

Tiempo de detención		
Punto de parada	Minutos, segundos	Causa
PC1	0.22	S
PC2	0.48	S
PC7	0.50	S
	0.62	E
PC8	1.13	S

Tiempo de recorrido (min, s): 5.58 T. de detención (min, s): 2.95 T. de marcha (min, s): 2.63

Velocidad de recorrido (km/h): 16.5 Velocidad de marcha (km/h): 34.9

SIMBOLOS PARA LAS CAUSAS DE DEMORAS: S-semáforos, SP-señal de "Pare", GI-giro a izquierda,
 E-vehículos estacionados, DF-estacionamiento en doble fila, P-peatones, B-autobús sirviendo pasajeros
 C-congestión

Velocidad máxima a la que se consideró detenido el vehículo: 10 km/h

Observaciones: Taxi parado entre PC7 y PC8

Figura 2-16 Hoja de Campo No 1 para estudios de tiempo de recorrido y demoras por el método del vehículo en movimiento. FUENTE Tomada parcialmente de Bcx y Oppelder, *Manual of traffic engineering studies*, 101

La velocidad de marcha media en este recorrido (34.9 km/h) se puede usar para evaluar la interacción entre vehículos dentro de la corriente vehicular (interacción interna), sin tener en cuenta el efecto de las detenciones. Sin embargo, esta velocidad refleja algo las detenciones pues está afectada por las reducciones en las velocidades de marcha que efectúa un vehículo para detenerse. Para evaluar mejor esa interacción habría que tener en cuenta las demoras por deceleración y aceleración, descontándolas del tiempo de marcha antes de calcular la velocidad de marcha.

Registro automático del tiempo de recorrido y demoras

Se está tratando desde hace muchos años de emplear instrumentos registradores del tiempo transcurrido y la distancia recorrida por el vehículo para prescindir del observador y hacer que el conductor por sí solo pueda realizar este estudio. Con instrumentos registradores de tiempo fue posible registrar automáticamente los momentos en que el vehículo piloto pasaba por los distintos puntos de control.

Hoy en día se puede automatizar todo el procedimiento con una computadora con su reloj integrado y un instrumento medidor de distancia conectado al vehículo y a la computadora. Cuando el vehículo piloto entra en el tramo en estudio, el conductor pone en marcha el sistema registrador y cada vez que pasa por un punto de control oprime un botón determinado. - Si el vehículo para o disminuye mucho su velocidad, el sistema detecta el cambio en velocidad y automáticamente registra la duración y ubicación de la detención.

Una ventaja más de esta automatización de la toma de datos es que con poco esfuerzo adicional también se automatizan los procesos de reducción y análisis con las consiguientes reducciones de esfuerzos, tiempo y equivocaciones.

Registro adicional de volumen y densidad

En vías con circulación en ambos sentidos se pueden aprovechar los recorridos hechos en la forma descrita para adquirir información general sobre el volumen y la densidad del tránsito en el tramo que se estudia. Para ello basta con registrar el número de vehículos, circulando en sentido opuesto, que encuentra el vehículo piloto mientras recorre el tramo. La adquisición de estos datos en forma manual requiere otro observador, pero un solo observador experimentado, usando una grabadora de voz y ayuda del conductor, puede captarlo todo.

El inconveniente de este método es que los datos sobre tiempo de recorrido y demora, por una parte, y de volumen y densidad, por la otra, no corresponden al mismo período de tiempo. Para establecer una relación más estrecha entre esos dos pares de variables se han usado dos vehículos pilotos coordinados circulando simultáneamente en sentidos opuestos³⁵.

³⁵ Guido Radelat, Juri Raus y Fred A. Wagner. "A method for evaluating the efficiency of traffic operations in a signalized system". Trabajo presentado al Comité de Calidad de Tránsito del entonces "Highway Research Board" durante su Reunión Anual No. 45, enero de 1966, 6,7.

60

**ESTUDIO DE TIEMPO DE RECORRIDO
METODO DE PLACAS DE MATRICULA
HOJA DE CAMPO**

Fecha: _____ Observador: _____ Anotador: _____
Tramo: _____

Longitud (m): _____ Estado del tiempo: _____
Hora de inicio: _____ Dirección del tránsito: _____

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9

Nota: Anótese solamente las tres últimas cifras del número de la placa, subráyense los autobuses y camiones con ejes traseros dobles y vehículos más pesados

Observación de las placas de matrícula

Este método mide solamente el tiempo de recorrido y consiste esencialmente en las siguientes actividades en su forma manual:

1. Se selecciona el tramo de vía que se va a estudiar y se mide su longitud en la forma que se ha indicado para el método del vehículo en movimiento. Se calcula en forma preliminar el número mínimo de vehículos que se deben observar (esto se trata más adelante).
2. Se colocan dos personas en el extremo del tramo: un observador provisto de un cronómetro y un anotador con una hoja de campo en un tablero. Si el volumen de tránsito es menor de 100 v/h, una persona en cada extremo del tramo es suficiente. La Figura 2-17 muestra un tipo de hoja de campo muy difundida para el uso de este método.
3. Se sincronizan ambos cronómetros, y a partir de una hora convenida los observadores dictan a los anotadores las tres o cuatro últimas cifras de las placas de matrícula de los vehículos

que pasan, así como las lecturas de los cronómetros en esos momentos. Si el volumen de tránsito es muy alto los vehículos a registrar pueden limitarse a los que tengan matrículas que terminen en ciertas cifras (0, 0 ó 5, etc.) y de este modo tomar una muestra (del 10 %, 20%, etc.). Los números de las placas y las lecturas del cronómetro se escriben en la misma casilla de la hoja de campo, colocándolos, si es posible, en las columnas correspondientes a la primera cifra del número de la placa.

Luego en la oficina se halla la diferencia entre los momentos de observación correspondientes a cada placa, que será el tiempo de recorrido de cada vehículo. Si se utiliza una grabadora de voz, un sólo observador puede registrar todos los datos necesarios, pero la transcripción en la oficina de lo grabado consume tiempo adicional. El trabajo de cotejar a mano las dos observaciones correspondiente a una misma placa es largo y tedioso. Es mejor "digital" las observaciones en un disco magnético y realizar todo el trabajo de reducción de los datos y análisis de la información en computadora mediante programas informáticos.

También pueden usarse cámaras o filmadoras de video para observar los vehículos y "digital" los datos en la oficina. Si no pueden distinguirse los números de las placas en lo filmado entonces habrá que identificar cada vehículo en cada una de las dos imágenes, por su color y otros detalles, lo que es muy laborioso. En este caso las cámaras o filmadoras deben apuntar hacia el mismo sentido, pues el aspecto de muchos vehículos vistos por delante es distinto al que presentan por detrás.

Número de observaciones necesarias

Las observaciones que se hacen para estimar el tiempo de recorrido constituyen una muestra con la que se calcula una media. El tamaño necesario de esta muestra, es decir, el número de observaciones que se debe hacer depende, del error tolerable de la media calculada de la variabilidad de las observaciones y del nivel de confianza elegido.

Box y Oppenlander³⁶ recomiendan los siguientes valores para este error, por exceso o por defecto:

1. Para estudios de planeamiento: de 5.0 a 8.0 km/h.
2. Para análisis de circulación y evaluaciones económicas: de 3.5 a 6.5 km/h.
3. Para estudios anteriores y posteriores: de 2.0 a 5.0 km/h.

Si el nivel de confianza escogido es de 95% y el máximo error tolerable de 3 km/h el número mínimo de observaciones sería de 2 a 12 según la variabilidad de las velocidades de recorrido, de acuerdo a Box y Oppenlander³⁷. La variabilidad de las observaciones puede ser muy grande en arterias urbanas, pues el momento de llegada del vehículo piloto al acceso de una intersección semaforizada influye poderosamente en su tiempo de recorrido, especialmente si los semáforos están mal coordinado o el recorrido se hace en un sentido no favorecido por la coordinación.

Demoras en intersecciones semaforizadas y su medición

Naturaleza de estas demoras

En vías de circulación discontinua la mayor parte de las demoras suelen ocurrir en intersecciones. Ya se mencionó su importancia en intersecciones semaforizadas. En intersecciones reguladas por señales de "Alto" o "Ceda el Paso", cuando se respetan estas señales, el tránsito por la vía preferente hace detenerse a los vehículos que llegan a la intersección por la vía supeditada. En este caso, aun cuando no venga ningún vehículo por la vía preferente, la mayoría de los conductores supeditados paran o disminuyen la velocidad de su vehículo por respeto a la ley o para cerciorarse de que tienen la vía libre. En estas

³⁶ Box y Oppenlander. *Manual of traffic engineering studies*. 95

³⁷ Ibid., 96.

circunstancias existe una demora total que puede constar de un tiempo de detención o Cuando no se respetan las señales, cualquier cosa puede pasar.

En intersecciones semaforizadas la situación es distinta. Como se ha visto, allí el componente principal de la demora es el tiempo de detención y la demora total es casi siempre igual a la demora por detención. Según hemos observado, cuando los conductores tienen la indicación verde del semáforo y no hay interferencias vehiculares, tienden a *aumentar* la velocidad de su vehículo cuando cruzan la intersección por miedo a perder la indicación verde.

Ya que el tiempo por detención desempeña un papel tan preponderante en la demora en intersecciones semaforizadas se describe a continuación un método para medirlo.

Método para medir el tiempo de detención

Ya se ha visto que se pueden medir los tiempos de detención en intersecciones a largo de una arteria utilizando un vehículo piloto. Sin embargo, ese vehículo solamente mide el tiempo de detención en el carril por donde va y las muestras que obtiene son necesariamente pequeñas, pues sólo hace una observación en cada recorrido. Otros métodos destinados únicamente a medir los tiempos de detención resultan más eficaces.

El método más en boga para medir específicamente el tiempo de detención en intersecciones semaforizadas se basa en la observación y registro, a intervalos regulares, del número de vehículos que están detenidos en un acceso a la intersección o parte del mismo, y en la suposición de que la duración de la detención de cada vehículo observado ha sido, promedio, igual al intervalo entre observaciones. Existen diversas variantes de este método, pero sólo se presenta aquí una basada principalmente en la que aparece en el manual de capacidad vial norteamericano.³⁸

Personal y equipo

Reilly, Gardner y Kell³⁹ recomiendan que se use una persona: (1) en accesos de un solo carril para cualquier volumen de tránsito, (2) en accesos de dos carriles si las colas no suelen pasar de 25 vehículos o 150 m en cada carril y, (3) en accesos de tres o más carriles si las colas son menores 10 vehículos o 60 m. En otros casos aconsejan que se usen dos personas.

El equipo fundamental a utilizarse consiste en relojes, tableros y hojas de campo como la mostrada en la Figura 2-18. También pueden usarse cronómetros, grabadoras de voz y contadores de vehículos mecánicos o electrónicos.

Número de observaciones y duración del intervalo entre ellas

Reilly, Gardner y Kell⁴⁰ consideran que el número mínimo de observaciones por acceso a intersección debe ser de 60. Box y Oppenlander⁴¹ presentan en su obra un procedimiento

³⁸ Highway capacity manual, 9-71, 9-72

³⁹ W. R. Reilly, C. C. Gardner y J. H. Kell. A technique for measuring of delay at intersections, 9

⁴⁰ Ibid., 6

muy elaborado para determinar el número de mínimo de observaciones, basado en la proporción de vehículos que paran, el nivel de confianza elegido y el error tolerable, utilizando la distribución de ji cuadrado.

El manual de capacidad vial norteamericano⁴² establece que el intervalo entre observaciones debe estar comprendido entre 10 y 20 segundos, pero como la hoja de campo que presenta limita implícitamente los intervalos a submúltiplos de 60, las alternativas son 10, 15 ó 20 segundos. El manual no expresa ninguna objeción a que el intervalo sea submúltiplo de la duración del ciclo del semáforo. Tampoco relaciona la duración del intervalo con la precisión del método.

Procedimiento

De acuerdo con la información que se tenga sobre la intersección a estudiar, se elige la duración del estudio, el momento de comenzar y el intervalo entre observaciones. Se determina previamente hasta donde llega la cola más larga que se espera y se sitúa el observador u observadores en puntos desde donde puedan ver la cola en toda su extensión. Cuando las colas son largas, puede ser conveniente determinar cuántos vehículos caben entre puntos fáciles de identificar, tales como postes o árboles, tratando de no incurrir en errores de paralaje.

Se inician las observaciones al inicio de un minuto y al final de cada intervalo se cuentan los vehículos que están completamente detenidos en todo el acceso a la intersección o en el carril o carriles que se desean observar y también dentro de la intersección. Se anota el número de vehículos detenidos en la hoja de campo, en la casilla identificada por el número de segundos transcurridos desde el inicio del minuto correspondiente.

Para saber cuando ha terminado un intervalo se puede observar un reloj o cronómetro, o bien, utilizar una grabadora de voz con una cinta en la que se haya grabado una señal auditiva a intervalos iguales al seleccionado. La grabadora facilita el trabajo pues con ella el observador sólo tiene que fijarse en las colas.

Una situación difícil es cuando la cola empieza a ponerse en marcha y los primeros vehículos ya no están detenidos. Hummer⁴³ recomienda que en ese caso el observador identifique rápidamente el primero y el último vehículo de la fila que está detenida y a continuación cuente el número de vehículo entre ellos

2. Mientras tanto, es preciso contar el número de vehículos que *llegan* al acceso a la intersección o a la parte del mismo que se estudia, *durante* el período de estudio. Para ello se pueden usar contadores manuales de volumen de tránsito, mecánicos o electrónicos.

⁴¹ Box y Oppenlander. *Manual of traffic engineering studies*, 107 ó 111 de la traducción al castellano.

⁴² *Highway capacity manual*, 9-71, 9-72

⁴³ Joseph E. Hummer. "Intersection and driveway studies", Capítulo 5 del *Manual of transportation engineering studies*, red. Robertson (Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1994), 72

ESTUDIO DE TIEMPO DE DETENCIÓN EN INTERSECCIÓN SEMAFORIZADA

HOJA DE CAMPO

Fecha: 23/11/95 Observador: S. Sarduy Estado del tiempo: cielo despejado
 Intersección: Maceo y Céspedes Acceso: N Carriles: todos
 Hora de inicio: 9:00 AM

segundos →	+0	+15	+30	+45		
minutos ↓	Número de vehículos detenidos, V_d					
0	0	0	1	5		
1	6	1	0	2		
2	4	6	3	0		
3	0	5	8	9		
4	2	0	3	4		
5	3	7	2	1		
6	5	3	3	0		
7	2	4	0	6		
8	3	8	7	1		
9	1	2	5	6		
10	4	1	6	6		
11	8	8	1	9		
12	3	5	4	5		
13	6	4	7	4		
14	2	6	2	10		
Totales	49	60	52	68		

$\Sigma V_d =$ 229 s Número total de vehículos, $V_t =$ 154 Intervalo, $I =$ 15 s

Tiempo de detención, $T_d = I \times \Sigma V_d =$ 3435 s T. de detención por vehículo = $T_d/V_t =$ 22.3 s/v

Figura 2-18 Hoja de campo para estudios de tiempo de detención en intersecciones semaforizadas.

FUENTE: Tomado parcialmente del *Highway capacity manual*, 9-71.

Hummer⁴⁴ sugiere que otro observador cuente los vehículos que paran cuando éstos se detengan y los que no paran cuando éstos atraviesen la intersección. De este modo se conoce el número total de vehículos que llegaron al acceso a la intersección (o a parte de

⁴⁴ Ibid., 72, 73.

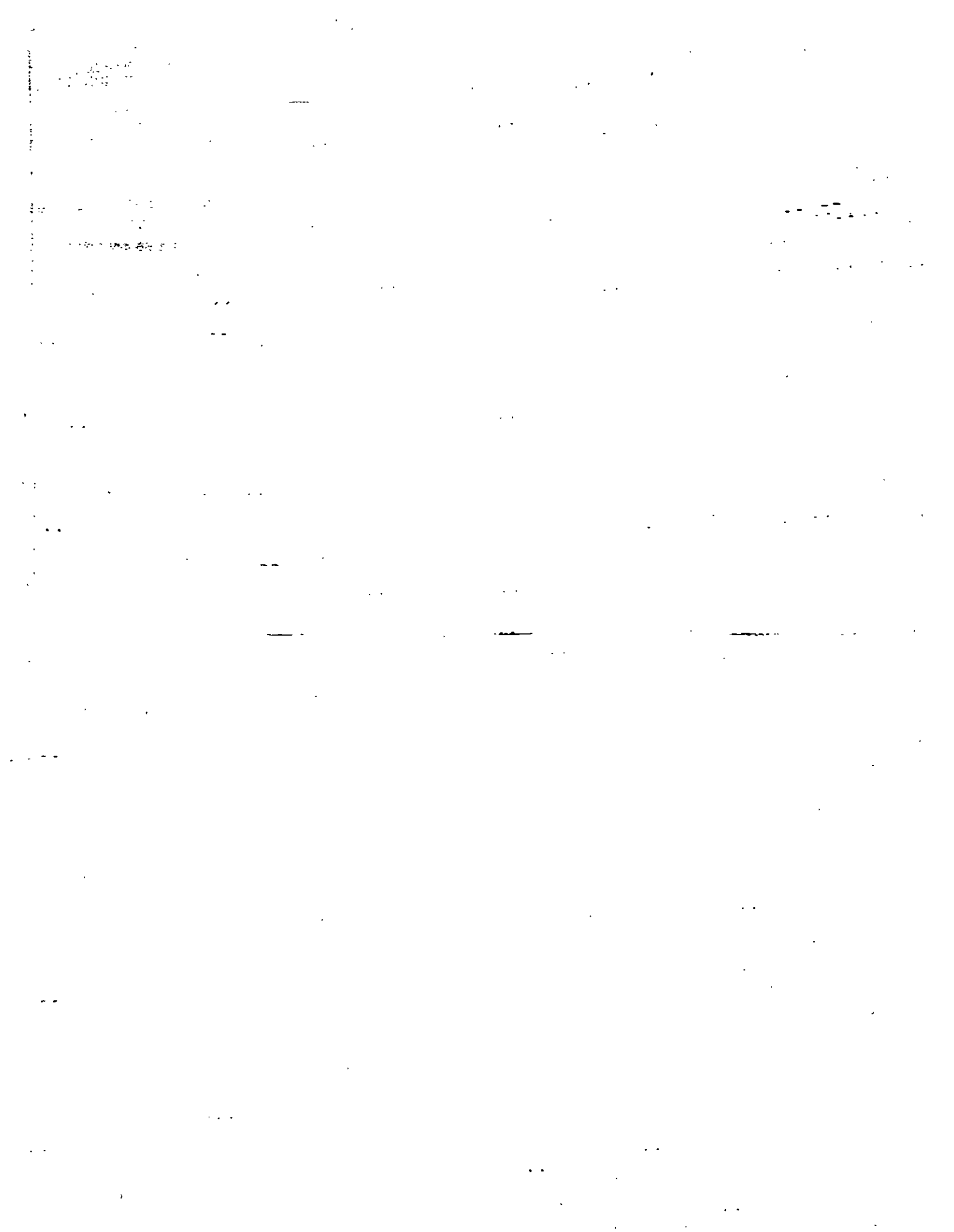
é) y además se obtiene la proporción de ellos que se detuvieron, lo que constituye otro indicador de efectividad.

2. Al terminarse el periodo de estudio, se suman los vehículos registrados en cada columna y se añaden los totales de cada columna para obtener el número de vehículos detenidos, ΣV_i , que se han observado. Al multiplicarse este número por el intervalo i en segundos se estima el tiempo total de detención, T_i , en segundos. Luego, al dividir T_i entre el número total de vehículos que llegaron, V_i , se calcula el tiempo de detención en segundos por vehículo.

El método supone que cada vehículo observado ha estado detenido durante un intervalo completo, lo que es sólo cierto cuando la longitud de las colas no cambia. Si ésta aumenta, el método sobrestima el tiempo de detención, y si disminuye lo subestima, pero se espera que esos errores se compensen. Los vehículos que están en cola largo tiempo pueden ser observados más de una vez, lo que es lógico.

Ha existido gran controversia entre los ingenieros de tránsito sobre si se deben contar los vehículos que *llegan* al acceso de la intersección o los que *salen* del mismo, para calcular la detención por vehículo. Ambas alternativas presentan inconvenientes cuando el número que entra no es igual al que sale. Preferimos contar los que llegan porque de esa forma es más fácil llevar la cuenta de los vehículos que paran y los que no paran. Se puede emplear una filmadora de vídeo para realizar este estudio, lo que permite disminuir el número de observadores cuando los volúmenes son altos y comprobar datos dudosos. La dificultad principal para el empleo de la filmadora es que muchas veces no se puede encontrar un emplazamiento adecuado para ella.

↳ **EJEMPLO:** En la Figura 2-18, en la hoja de campo para estudios de tiempo de detención en intersecciones semaforizadas se presenta un ejemplo ficticio para ilustrar el empleo de la hoja de campo. Corresponde a condiciones de tránsito medias en una intersección urbana. El número de vehículos que llegó al acceso de la intersección durante los 15 minutos estudiados se anotó en la hoja de campo después de haber sido medido. Corresponde a un volumen de tránsito de 616 v/h ($154 \times 60 \div 15$).





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRÁNSITO

**TEMA: MANUAL DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO PARA
CARRETERAS DE DOS CARRILES**

COORDINADOR GENERAL: ING. ROMAN VÁZQUEZ BERBER

COORDINADOR DEL MODULO IV: DR. GUIDO RADELAT E..

**EXPOSITOR: DE. GUIDO RADELAT E.
PRIMAVERA 1997**

REPÚBLICA DE COLOMBIA



MINISTERIO DE TRANSPORTE
Instituto Nacional de Vías



UNIVERSIDAD DEL CAUCA
Instituto de Estudios de
Posgrado en Ingeniería Civil

**MANUAL DE CAPACIDAD Y NIVELES DE
SERVICIO PARA CARRETERAS
DE DOS CARRILES
- SEGUNDA VERSIÓN -**

POPAYÁN
1996

PERSONAS E INSTITUCIONES PARTICIPANTES EN LA PRIMERA VERSIÓN

Este Manual es el resultado de un esfuerzo conjunto de personas, instituciones educativas y del gobierno. El contenido ha sido revisado por profesionales del Ministerio de Obras Públicas y Transporte, la Asociación de Ingenieros Consultores y la Sociedad Colombiana de Ingenieros. Su preparación se desarrolló como tema de investigación dentro del programa de Maestría en Ingeniería de Tránsito y Transporte, en la Universidad del Cauca a través del Instituto de Postgrado en Vías e Ingeniería Civil y con el apoyo del MOPT. Esta publicación responde a la necesidad de que Colombia cuente con un instrumento para evaluar el funcionamiento de las carreteras de dos carriles.

PRINCIPAL INVESTIGADOR:

Dr. Guido Radelat Egües

COAUTORES:

**Flor Angela Cerquera Escobar
María Consuelo Lopez Archila**

REDACCIÓN Y VERIFICACIÓN:

Ciro Alberto Pabón García

LABORES DE IMPLEMENTACION Y VERIFICACION:

Werner Calixto Cuartas J.	- Distrito de OO.PP. No. 1
Henry Millán García	- Distrito de OO.PP. No. 18
Arturo Montenegro C.	- Distrito de OO.PP. No. 14
Pedro de Jesús Morón	- Distrito de OO.PP. No. 3
Blas Uriel Páez	- Distrito de OO.PP. No. 6
Oscar Ruales Morillo	- Distrito de OO.PP. No. 23

APOYO INSTITUCIONAL:

Beatriz Fernández Mejía	- Jefe Oficina de Planeación del Ministerio de Obras
Otoniel Fernández Ordóñez	- Rector de la Universidad del Cauca
Aldemar González Fernández	- Director del Instituto de Vías de la Universidad del Cauca
Enrique Plata Ulloa	- Miembro del Consejo Nacional de Obras Públicas
Alfonso Tique Andrade	- Miembro Consejo Nacional de Obras Públicas
Maria Zulema Vélez Jara	- Asesora del Ministerio de Obras

ESTUDIOS SOPORTE DEL MANUAL:

MORENO, Luis; GUARDELA, Pedro y NIEVES, Jorge. Capacidad y Niveles de servicio en Carreteras Rurales de dos Carriles para Colombia - Fase I, Universidad del Cauca, Popayan 1987.

CERQUERA, Flor Angela y LOPEZ, Maria Consuelo. Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras rurales de dos Carriles para Colombia - Fase II, Universidad del Cauca, Popayan 1990.

HERRERA, Juan Carlos. Efecto de los vehiculos pesados en pendientes ascendentes, Universidad del Cauca, Popayan 1991.

AGRADECIMIENTOS especiales a Cesar Alsina Forero, Francisco Cerón Nohra Gómez Roa, Jaime Armando Mejía, Tomás Meneses, Rubén Darío Olarte, Fabio Villamil y Leonardo Zúñiga.

REPÚBLICA DE COLOMBIA

MINISTERIO DE TRANSPORTE
Instituto Nacional de Vías

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
Instituto de Estudios de
Posgrado en Ingeniería Civil

MANUAL DE CAPACIDAD Y NIVELES DE
SERVICIO PARA CARRETERAS
DE DOS CARRILES
- SEGUNDA VERSIÓN -

Convenio Interinstitucional
No 1014 de 1995, suscrito entre
el Instituto Nacional de Vías
y la Universidad del Cauca

FUNCIONARIOS DE LAS ENTIDADES CONTRATANTES

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS:

Ingeniero Guillermo Gaviria Correa	- Director General
Ingeniero Hernan Otoniel Fernández O.	- Secretario General Técnico
Abogada Yolanda Pinto de Tapias	- Secretaria General Administrativa
Ingeniero Luis Alberto Arrázola Torres	- Jefe Oficina de Investigaciones y Desarrollo Tecnológico
Ingeniera María Consuelo López Archila	- Interventora

UNIVERSIDAD DEL CAUCA:

Abogado Carlos Alberto Coñazos M.	- Rector
Ingeniero Rodrigo Cajiao Valdivieso	- Decano Facultad de Ingeniería Civil
Ingeniero Fernando A. Gálvis Jiménez	- Director Instituto de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil

Popayán, octubre de 1996

REPÚBLICA DE COLOMBIA

MINISTERIO DE TRANSPORTE
Instituto Nacional de Vías

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
Instituto de Estudios de
Posgrado en Ingeniería Civil

**MANUAL DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO
PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES
- SEGUNDA VERSIÓN -**

Convenio Interinstitucional
No 1014 de 1995, suscrito entre
el Instituto Nacional de Vías
y la Universidad del Cauca

PROFESIONALES RESPONSABLES DE LA INVESTIGACION:

ASESOR INTERNACIONAL:

Doctor en Ingeniería Guido Radelat Egües.

UNIVERSIDAD DEL CAUCA:

Coordinador General: Ingeniero Leonardo Zúñiga Caicedo.
Investigadores Principales: Ingenieros Carlos Alberto Arboleda, Nelson
Rivas, José Fernando Sánchez y Efraín
Solano.
Investigadores Auxiliares: Ingenieros Luisa Fernanda Ávalos,
Hugo Edmundo Daza
Secretario: John Fredy Martínez.

UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA:

Ingenieros: Domingo Ernesto Dueñas y Sonia Esperanza Díaz Marquez.

UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA:

Ingenieros: Luz Yolanda Morales y Diego Eduardo Hoyos.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA:

Ingenieros: Jorge Alonso Prieto y Miguel Eduardo Angulo Escruceria.

UNIVERSIDAD DEL QUINDÍO:

Ingeniero Kleber Enrique Naranjo.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, Sede Medellín:

Ingeniero Víctor Gabriel Valencia Alaix.

Popayán, octubre de 1996

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

PRÓLOGO

PRESENTACIÓN

PARTE 1. DEFINICIONES Y PRINCIPIOS BASICOS 1-1

1.1.	DEFINICIONES	1-1
1.1.1.	Carretera de dos carriles	1-1
1.1.1.1.	Tipos de terreno	1-1
1.1.1.2.	Características de la vía	1-2
1.1.1.3.	Definición de tramo y sector	1-3
1.1.2.	Capacidad y niveles de servicio	1-4
1.1.2.1.	Capacidad	1-4
1.1.2.2.	Nivel de servicio y parámetros que lo describen	1-5
1.2.	PRINCIPIOS BÁSICOS DEL MANUAL	1-7
1.2.1.	Separación del cálculo de capacidad y nivel de servicio	1-7
1.2.2.	La importancia de los factores geométricos sobre los de tránsito	1-7
1.2.3.	Velocidad media de recorrido como medida de efectividad para el nivel de servicio	1-7
1.2.4.	Aplicación de los factores de corrección	1-8
1.2.5.	Uso de solamente una curva en la corrección por curvatura	1-8
1.3.	IDENTIFICACIÓN DE LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN LA OPERACIÓN VEHICULAR EN CARRETERAS DE DOS CARRILES	1-9
1.3.1.	Características de operación fundamentales	1-9
1.3.2.	Factores que influyen en la circulación del tránsito	1-9
1.4.	TIPOS DE ANÁLISIS	1-14

PARTE 2. METODOLOGÍA Y SOPORTE TECNICO 2-1

2.1.	IDENTIFICACIÓN DE SECTORES CRÍTICOS Y TÍPICOS	2-1
2.2.	DATOS DE ENTRADA	2-1
2.2.1.	Variables relativas a la vía	2-2
2.2.2.	Variables relativas al tránsito	2-3

2.3.	MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD	2-5
2.3.1.	Descripción de los factores de ajuste	2-5
2.3.2.	Aplicación de los factores de corrección	2-7
2.4.	MÉTODO PARA EL CÁLCULO DEL NIVEL DE SERVICIO	2-8
2.4.1.	Indicador de efectividad	2-8
2.4.2.	Descripción de los factores de ajuste	2-8
2.4.3.	Aplicación de los factores de corrección	2-11
2.5.	INVESTIGACIONES DE SOPORTE DEL MANUAL	2-14
 <i>PARTE 3. PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN.....</i>		 3-1
3.1.	DETERMINACIÓN DE LOS SECTORES DE ANÁLISIS	3-1
3.1.1.	Sectores críticos	3-1
3.1.2.	Sectores típicos	3-3
3.2.	ANÁLISIS DE SECTORES	3-5
3.2.1.	Cálculo de la capacidad	3-5
3.2.2.	Cálculo del nivel de servicio	3-11
 <i>PARTE 4. EJEMPLO DE APLICACIÓN.....</i>		 4-1
 <i>PARTE 5. GUÍA DEL PROGRAMA DE COMPUTADOR CNS97</i>		 5-1
5.1.	INTRODUCCIÓN	5-1
5.2.	INSTALACIÓN DEL PROGRAMA	5-2
5.3.	INSTRUCCIONES BÁSICAS DE MANEJO	5-2
5.3.1.	Inició del programa	5-3
5.3.2.	Módulos del paquete	5-3

BIBLIOGRAFÍA

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.	Nivel funcional de la superficie de rodadura.....	1-15
FIGURA 2.	Volumen de la hora pico versus TPDS	2-4
FIGURA 3.	Hoja de trabajo N°. 1	3-4
FIGURA 4.	Hoja de trabajo N°. 2	3-14
FIGURA 5.	Hoja de trabajo N°. 1 - ejemplo	4-7
FIGURA 6.	Hoja de trabajo N°. 2 - ejemplo	4-8
FIGURA 7.	Menú principal del programa CNS97	5-2
FIGURA 8.	Opciones del menú RED_VIAL	5-3
FIGURA 9.	Acceso a las bases de datos de configuración	5-5
FIGURA 10.	Información requerida	5-6
FIGURA 11.	Resultados por sector de análisis	5-6
FIGURA 12.	Opciones del menú cálculos	5-7
FIGURA 13.	Efectuar cálculos en una sección aislada	5-8
FIGURA 14.	Menú de informes	5-9
FIGURA 15.	Formulación de petición para informes	5-10
FIGURA 16.	Modelo de informe resumido	5-10
FIGURA 17.	Modelo de informe detallado	5-11
FIGURA 18.	Menú salir al D.O.S	5-11

LISTA DE TABLAS

TABLA 1.	Factores de corrección a la capacidad por pendiente	3-6
TABLA 2.	Factores de corrección a la capacidad por distribución por sentidos	3-7
TABLA 3.	Factores de corrección a la capacidad por efecto combinado del ancho de carril y berma	3-7
TABLA 4.	Factores de corrección a la capacidad por presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes	3-8
TABLA 5.	Factores de pico horario basados en periodos de cinco minutos suponiendo llegadas de vehículos aleatorias	3-11
TABLA 6.	Velocidad media ideal de automóviles a flujo libre en pendientes ascendentes	3-15
TABLA 7.	Factores de corrección al nivel de servicio por efecto de la utilización de la capacidad	3-15
TABLA 8.	Factores de corrección al nivel de servicio por el estado de la superficie de rodadura	3-16
TABLA 9.	Factores de corrección al nivel de servicio por efecto combinado del ancho de carril y berma	3-16
TABLA 10.	Factores de corrección al nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes	3-17
TABLA 11.	Factores de corrección por la presencia de vehículos pesados.	3-20
TABLA 12.	Velocidad máxima que permite la curva más cerrada del sector	3-21
TABLA 13.	Velocidades en km/h que determinan los niveles de servicio por tipo de terreno	3-21



GUIDO RADELAT EGÜES

Las entidades y personas relacionadas directa o indirectamente con el programa de Maestría en Ingeniería de Tránsito y Transporte de la Universidad del Cauca así como el grupo interinstitucional e interuniversitario vinculado a la investigación de Capacidad, Niveles de Servicio y Mejoras de Carreteras de Dos Carriles, expresan especial reconocimiento por los invaluable y desinteresados servicios que presta a estos proyectos el doctor Guido Radelat Egües quien ininterrumpidamente es su asesor desde 1987.

Su dinamismo, sapiencia y don de liderazgo hacen posible que no sólo se adapte tecnología sino que estimula permanentemente a la creación de nuevos procedimientos fundamentados en las condiciones propias del medio.

Gracias doctor Radelat.

*Leonardo Zúñiga Caicedo
Coordinador General de la Investigación
de Capacidad Vial*

Popayán, noviembre de 1996

PRÓLOGO

En Colombia se desarrolló, en la década de los 80, el programa para el desarrollo de los posgrados y de la Capacidad de Investigación bajo la dirección y coordinación del Instituto Colombiano para el Fomento de la Educación Superior (ICFES). Dentro de este programa la Universidad del Cauca, por intermedio de su Instituto de Vías, realizó durante dos ocasiones, el Magister en Ingeniería de Tránsito y Transporte, el cual incluyó entre sus trabajos de investigación el estudio de la "Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de Dos Carriles". Esta labor se llevó a cabo bajo la dirección y asesoría del doctor Guido Radelat Egües.

Es de destacar que el Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT) y el Instituto Nacional de Transporte (INTRA) estuvieron vinculados estrechamente a los programas de posgrado y a los proyectos de investigación.

Los primeros resultados del trabajo de los ingenieros Pedro Guardela, Jorge Nieves y Luis Enrique Moreno se presentaron en el Segundo Simposio Colombiano de Tránsito y Transporte, celebrado en Popayán. Posteriormente los avances de la investigación se dieron a conocer en el Sexto Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte (Popayán-1990) y en el año de 1991 en el Congreso Panamericano de Carreteras de Montevideo-Uruguay.

Más adelante en el año 1992, con la autoría de Guido Radelat E., María Consuelo López A. y Flor Angela Cerquera E. se publicó la primera versión del Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras de Dos Carriles.

El Instituto Nacional de Vías, nacido a la vida institucional en 1994, consideró de gran valor el trabajo realizado y decidió continuar con la investigación y la aplicación de la metodología en los estudios de la red carretera nacional. Con estos propósitos efectuó estudios por intermedio de los Administradores de Mantenimiento Vial y formalizó el desarrollo investigativo con las Universidades: del Cauca; Pedagógica y Tecnológica de Colombia (UPTC); Nacional Sede Medellín; Militar Nueva Granada; Javeriana y Quindío.

Gracias a la dedicación y gestión de la Oficina de Investigaciones y Desarrollo Tecnológico del INVIAS y del aporte intelectual y académico de Guido Radelat E. y los profesores universitarios se da a conocer la Segunda Versión del Manual.

Se espera que este documento contribuya efectivamente al conocimiento y por ende a la mejora de las carreteras, y en particular, sirva de ejemplo como resultado de un trabajo investigativo útil elaborado con el esfuerzo de muchas personas y el apoyo de varias entidades. A todos el Instituto Nacional de Vías les expresa reconocimiento por su trabajo y perenne gratitud.

HERNÁN OTONIEL FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ
Secretario General Técnico

PRESENTACIÓN

En Colombia, como en la mayoría de los países latinoamericanos, para analizar la capacidad y los niveles de servicio, se ha venido utilizando la metodología expuesta en el manual de capacidad norteamericano¹, pero debido a las notables diferencias entre las condiciones colombianas y las norteamericanas, desde hace unos años se vienen adelantando investigaciones para obtener una metodología propia, lo que llevó a la preparación del Manual Colombiano de Capacidad y Niveles de Servicio para carreteras de dos carriles.

Este manual contiene un procedimiento de análisis que proporciona información y estimaciones sobre el comportamiento operacional de una carretera de dos carriles en Colombia, con base en condiciones conocidas de la vía y del tránsito, observadas en un gran número de carreteras del país. Específicamente calcula la capacidad y el nivel de servicio de sectores de ese tipo de vías. Este manual, en su segunda versión, contiene ajustes y mejoras respecto a la primera versión; sin embargo, conserva el enfoque y filosofía del anterior.

Es así como este documento es el resultado de un laborioso trabajo de investigación que busca proporcionar al ingeniero o planificador un medio para valorar aspectos críticos de las vías. Este procedimiento no debe interpretarse como norma y los resultados que brinda no deben prevalecer sobre el juicio profesional, sino que deben usarse como información adicional que sirva de base parcial a ese juicio.

Las aplicaciones que tendrá el manual consisten esencialmente en estimar la capacidad y el nivel de servicio de tramos de vías y como parte de análisis de planeación, diseño y operaciones. Estas aplicaciones se describen más adelante.

¹TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Highway capacity manual: Special Report 209. Edición de 1985. Washington, D.C. : TRB, 1985.

Al expresar la capacidad y el nivel de servicio, es esencial determinar las condiciones imperantes de la vía y del tránsito. Es bien sabido, que además de estas condiciones existen otras que también afectan la capacidad y el nivel de servicio. Entre esas otras condiciones se encuentran las atmosféricas como son el frío, el calor, la lluvia, los vientos, la niebla, la visibilidad, etc.; sin embargo, debido a que los datos disponibles sobre ellas son limitados, la cuantificación de su efecto no se tuvo en cuenta en la segunda versión.

Esta segunda versión del manual es posible gracias al interés del Ministerio de Transporte, a través del Instituto Nacional de Vías, que mediante una acción continua y progresiva de sus directivos ha apoyado esta línea de investigación, en procura de dotar al país de tecnología apropiada.



DEFINICIONES Y PRINCIPIOS BÁSICOS

1.1. DEFINICIONES

1.1.1. Carretera de dos carriles. Una carretera de dos carriles puede definirse como la que tiene una calzada con un carril para cada sentido de circulación.

Estas carreteras representan el mayor kilometraje de la infraestructura vial del país. Se utilizan para cumplir con una gran variedad de funciones en todas las regiones geográficas y satisfacen gran parte de las necesidades de acceso a fuentes de recursos económicos, culturales, recreativos, etc. Comunican núcleos generadores de tránsito proporcionando movilidad que es, en general, aceptable². Un factor que influye poderosamente en las características, costo y servicio que proporcionan las carreteras de dos carriles es el tipo de terreno que atraviesan éstas.

1.1.1.1. Tipos de terreno. Teniendo en cuenta las condiciones de relieve se consideran cuatro categorías de terreno. Se han tomado en su mayor parte las definiciones propuestas por el ingeniero Rubén Darío Olarte³, para diferenciar los tipos de terreno existentes en el país:

- **Terreno plano.** De ordinario tiene pendientes transversales a la vía menores de 5 grados. Exige mínimo movimiento de tierras en la construcción de carreteras, y no presenta dificultad ni en su trazado ni en su explanación, por lo que las pendientes longitudinales de las vías son normalmente menores del 3%.
- **Terreno ondulado.** Se caracteriza por tener pendientes transversales a la vía de 6 a 9 grados. Requiere moderado movimiento de tierras, lo que permite alineamientos más o menos rectos, sin mayores dificultades en el

²Ibid., p 270

³OLARTE R., Rubén Sistema troncal andino Bogotá Subdirección de Proyectos, División de Diseños, Ministerio de Obras Públicas Anexo 3 Marzo 13, 1989, s.p

trazado y en la explanación, así como pendientes longitudinales típicamente del 3 al 6%.

- **Terreno montañoso.** Las pendientes transversales a la vía suelen ser de 13 a 40 grados. La construcción de carreteras en este terreno supone grandes movimientos de tierras, por lo que presenta dificultades en el trazado y en la explanación. Pendientes longitudinales de las vías del 6 al 8% son comunes.
- **Terreno escarpado.** Aquí las pendientes del terreno transversales a la vía pasan con frecuencia de 40 grados. Para construir carreteras se necesita máximo movimiento de tierras y existen muchas dificultades para el trazado y la explanación, pues los alineamientos están prácticamente definidos por divisorias de aguas, en el recorrido de la vía. Por lo tanto, abundan las pendientes longitudinales mayores del 8%.

1.1.1.2. Características de la vía. Las características de la vía son todos aquellos elementos físicos propios del diseño geométrico, que tienen influencia directa o indirecta en la capacidad y el nivel de servicio, como los que se mencionan a continuación:

- **Alineamiento horizontal y vertical.** En el diseño en planta o alineamiento horizontal, la velocidad de diseño es norma de control para los radios de curvatura, los peraltes y las distancias de visibilidad que determinan la seguridad en el tránsito. Esa velocidad, por razones de economía en la explotación, debe ser la más uniforme y alta que permitan las condiciones topográficas de la zona escogida y los recursos con que se cuente para la construcción.

En el diseño en perfil o alineamiento vertical, la influencia de las pendientes es notable en la restricción de las velocidades que puedan desarrollar los vehículos, particularmente los de mayor peso.

El criterio general básico es el de buscar la mayor armonía posible entre ellos para lograr un proyecto debidamente equilibrado de características tales que el conductor normal pueda sin ninguna dificultad mantener una velocidad de operación que siendo próxima a la velocidad de diseño, le ofrezca ciertas condiciones mínimas de seguridad y de comodidad.

- **Calzada.** Es la zona de la carretera destinada a la circulación normal de los vehículos. En carreteras de dos carriles con circulación en ambos sentidos, el ancho de la calzada está dado por la suma de los anchos de esos dos carriles.

En el país existen especificaciones sobre el ancho de carril dependiendo del tipo de carretera; los anchos más usuales son: 3.65 m, 3.5 m, 3.3 m, 3.0 m y 2.7 m, según Falla⁴.

- **Berma.** Es la parte exterior del camino, destinada a la parada eventual de vehículos, tránsito de peatones, bicicletas, etc., de manera que éstos no interfieran con la circulación normal de los demás vehículos. También proporcionan soporte lateral al pavimento y a veces pueden incrementar el ancho efectivo de la calzada.

Los anchos de bermas más utilizados en el país son : 1.8 m, 1.5 m, 1.2 m, 1.0 m y 0.5 m⁵.

- **Obstáculos laterales.** Todo obstáculo lateral tal como muros, árboles, postes, señales, etc., debe situarse a una distancia superior de 1.80 m⁶ del borde de la calzada para disminuir el riesgo de choques contra ellos y para que no constituyan una obstrucción psicológica a la circulación normal de los vehículos, lo cual puede reducir el nivel de servicio y la capacidad de la vía.

1.1.1.3. Definición de tramo y sector. Las carreteras del país han sido clasificadas mediante un sistema determinado por el antiguo Ministerio de Obras Públicas⁷, así:

- **Ruta:** Es aquella carretera cuya función primordial es la integración de índole nacional o regional. Se identifica con dos dígitos.
- **Tramo (o segmento):** Subdivisión de una ruta con longitud no mayor de 150 km numeradas en forma continua. Los puntos de iniciación y terminación de cada tramo deben corresponder en lo posible a sitios o poblaciones de importancia. Se identifica con cuatro dígitos de los cuales los dos primeros son los de la ruta a la que pertenece.

Para los fines de este documento se hacen las siguientes definiciones:

⁴FALLA LOZANO, Jaime. Criterio geométrico para el diseño de carreteras. Bogotá: Ministerio de Obras Públicas y Transporte, 1970 p IV-1

⁵ibid, IV-2.

⁶ibid, IV-1.

⁷MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE Nomenclatura Vial Oficina de Programación de Carreteras, 1990. 30 p.

- **Sector:** Es la parte de un tramo definido para realizar un estudio de capacidad y niveles de servicio. Se identifica con el número del tramo y las abscisas inicial y final.
- **Sectores críticos:** Son aquéllos que presentan factores, tales como características geométricas deficientes (altas pendientes, radios de curvatura pequeños, carriles y bermas angostas) y mal estado de la superficie de rodadura, que influyen adversamente en las velocidades de los vehículos y por ende en la capacidad de la vía. Cuando se presente gran demanda en el tramo, éste sería el primer sector en congestionarse.
- **Sectores típicos:** Son los que representan un conjunto medio de condiciones que generalmente se repiten a lo largo de un TRAMO (o segmento) de una vía. Sus características se encuentran dentro de ciertos límites preestablecidos por el usuario; por ejemplo: pendientes del 3.5 al 4.4 %, carriles de 3.20 a 3.40 m, ancho de berma entre 1.60 y 1.80 m, etc. En los sectores típicos se estudia como parámetro fundamental el nivel de servicio.

1.1.2. Capacidad y niveles de servicio

1.1.2.1. Capacidad. Se define la capacidad de una carretera de dos carriles como el máximo número de vehículos que puede circular, por un punto o tramo uniforme de la vía en los dos sentidos, durante cierto período de tiempo, en las condiciones imperantes de vía y de tránsito. La capacidad se expresa en vehículos por hora, aunque puede medirse en periodos menores de una hora. El valor de la capacidad depende de la duración del período en que se mida.

Este valor de la capacidad definido para "condiciones imperantes" difiere del volumen máximo que puede circular por la vía en un momento dado. El volumen máximo posible depende de factores tales como la composición vehicular, la velocidad de circulación y las condiciones atmosféricas, que pueden cambiar en cualquier momento. Si el volumen máximo posible disminuye y resulta momentáneamente menor que la demanda del tránsito, ocurrirá congestión, al no poder pasar por un punto de la vía todos los vehículos que llegan a ese punto. En este caso muchos vehículos deberán detenerse, formar una cola y ponerse en movimiento nuevamente, circulando con un volumen menor que el volumen que llegaba antes de la detención, lo que disminuye la velocidad de la corriente vehicular y por ende el volumen máximo posible. Estas circunstancias suelen originar una onda perturbadora de detenciones vehiculares que se propaga corriente arriba hasta que la falta de demanda la disipe. Por consiguiente, es muy peligroso que la demanda de tránsito se aproxime a la capacidad de una vía. La proximidad a este límite se

mide por la relación entre el volumen de demanda y la capacidad, relación que muchos llaman factor de utilización de la capacidad.

Pocas son las carreteras de dos carriles en Colombia donde se alcance la capacidad. Mucho antes de llegar a ese extremo, la calidad del servicio que prestan esas vías es tan deficiente que generalmente se buscan y encuentran otras alternativas.

- **Cálculo de la capacidad.** Se parte de una capacidad máxima en condiciones ideales, la que disminuye a medida que las condiciones particulares de la vía en estudio se apartan de éstas. Las condiciones ideales son aquéllas en las que no existen restricciones geométricas, de tránsito ni ambientales.

1.1.2.2. Nivel de servicio y parámetros que lo describen. Se define el nivel de servicio de un sector de una carretera de dos carriles como la calidad del servicio que ofrece esta vía a sus usuarios, que se refleja en grado de satisfacción o contrariedad que experimentan éstos al usar la vía.

Se establecieron dos medidas de efectividad que reflejan esa calidad de servicio, siendo la principal la velocidad media de los vehículos que transitan por la carretera, y como medida auxiliar la relación entre el volumen que circula y la capacidad. La velocidad media describe el grado de movilidad, mientras que la relación volumen/capacidad permite vigilar la proximidad a la congestión.

Se han definido seis niveles para Colombia que van desde el A al F, así:

- **Nivel de servicio A.** Representa flujo libre en una vía cuyas especificaciones geométricas son adecuadas. Hay libertad para conducir con la velocidad deseada y la facilidad de maniobrar dentro de la corriente vehicular es sumamente alta, al no existir prácticamente interferencia con otros vehículos y contar con condiciones de vía que no ofrecen restricción por estar de acuerdo con la topografía de la zona.
- **Nivel de servicio B.** Comienzan a aparecer restricciones al flujo libre o las especificaciones geométricas reducen algo la velocidad. La libertad para conducir con la velocidad deseada y la facilidad de maniobrar dentro de la corriente vehicular se ven disminuidas, al ocurrir ligeras interferencias con otros vehículos o existir condiciones de vía que ofrecen pocas restricciones. Para mantener esta velocidad es preciso adelantar con alguna frecuencia otros vehículos. El nivel general de libertad y comodidad que tiene el conductor es bueno.

- **Nivel de servicio C.** Representa condiciones medias cuando el flujo es estable o empiezan a presentarse restricciones de geometría y pendiente. La libertad para conducir con la velocidad deseada dentro de la corriente vehicular se ve afectada al presentarse interferencias tolerables con otros vehículos o existir deficiencias de la vía que son en general aceptables. El nivel general de libertad y comodidad que tiene el conductor es adecuado.
- **Nivel de servicio D.** El flujo todavía es estable y se presentan restricciones de geometría y pendiente. No existe libertad para conducir con la velocidad deseada dentro de la corriente vehicular, al ocurrir interferencias frecuentes con otros vehículos, o existir condiciones de vía más defectuosas. El nivel general de libertad y comodidad que tiene el conductor es deficiente.
- **Nivel de servicio E.** Representa la circulación a capacidad cuando las velocidades son bajas pero el tránsito fluye sin interrupciones. En estas condiciones es prácticamente imposible adelantar, por lo que los niveles de libertad y comodidad son muy bajos. La circulación a capacidad es muy inestable, ya que pequeñas perturbaciones al tránsito causan congestión. Aunque se han tomado estas condiciones para definir el nivel E, este nivel también se puede alcanzar cuando limitaciones de la vía obligan a ir a velocidades similares a la velocidad a capacidad, en condiciones de inseguridad.
- **Nivel de servicio F.** Representa la circulación congestionada, cuando el volumen de demanda es superior a la capacidad de la vía y se rompe la continuidad del flujo. Cuando eso sucede, las velocidades son inferiores a la velocidad a capacidad y el flujo es muy irregular. Se suelen formar largas colas y las operaciones dentro de éstas se caracterizan por constantes paradas y avances cortos. También condiciones sumamente adversas de la vía pueden hacer que se alcancen velocidades e irregularidades en el movimiento de los vehículos semejantes a las descritas anteriormente.

Cálculo del nivel de servicio. Este se realiza independientemente del estimativo de la capacidad. Al igual que la capacidad, el nivel de servicio se calcula partiendo de una velocidad en condiciones casi ideales, la que se va reduciendo mediante la aplicación de distintos factores de corrección.

1.2. PRINCIPIOS BÁSICOS DEL MANUAL

En este numeral se incluyen algunos de los principios básicos que se tuvieron en cuenta para la preparación del presente manual.

1.2.1. Separación del cálculo de capacidad y nivel de servicio. Uno de los cambios más sobresalientes del manual con respecto al método del capítulo 8 del HCM⁸, es el cálculo separado de la capacidad y el nivel de servicio, principio que rige la formulación del método colombiano.

Los parámetros para el cálculo de la capacidad y el nivel de servicio son distintos. Para la capacidad se usa el volumen, cuyo inverso es el intervalo medio; para el nivel de servicio se utiliza la velocidad media de recorrido. El intervalo se compone del paso (que varía proporcionalmente a la velocidad) y la brecha (que es bastante insensitiva a los cambios de velocidad), de manera que las variaciones en la velocidad no producen variaciones proporcionales en el intervalo medio y por ende en el volumen máximo. Por ello se usan factores de corrección diferentes y su cálculo se efectúa por separado.

Sin embargo, el calcular en forma independiente la capacidad y el nivel de servicio no significa que no hay relación entre ellos; el nexo está en que para encontrar el nivel de servicio se necesita el factor de utilización de capacidad, por lo que ésta debe calcularse primero. Así se eliminan algunas imprecisiones que presenta el método del Manual de Capacidad de Estados Unidos.

1.2.2. La importancia de los factores geométricos sobre los de tránsito. Los factores geométricos ejercen una gran influencia en los resultados de capacidad y niveles de servicio, y su efecto es generalmente superior a los efectos que ocasionan las variables relacionadas con el tránsito. Esta situación refleja una realidad colombiana, verificada por muchos de los Administradores de Mantenimiento Vial.

1.2.3. Velocidad media de recorrido como medida de efectividad para el nivel de servicio. No es posible definir el nivel de servicio teniendo en cuenta

⁸ TRANSPORTATION RESEARCH BOARD Highway Capacity Manual Especial Report 209. Edición de 1985 Washington, D C T.R.B. 1985

todas las variables que lo caracterizan. Para ello, en la práctica, se selecciona uno o dos parámetros que estén relacionados con esas variables y se establecen límites de los valores de esas variables que demarcan cada nivel de servicio. Observando los datos tomados en las diferentes carreteras del país se notó que la velocidad media de recorrido reflejaba mejor la calidad del servicio que ofrecían las condiciones de la vía y las condiciones del tránsito. Por ello se seleccionó este parámetro como el indicador de efectividad para los niveles de servicio, teniendo en cuenta además, que es posible traducirlo a valores monetarios.

En países donde la vía apenas impone limitaciones a la circulación y el tránsito es intenso, también se usa como indicador del nivel de servicio el porcentaje de tiempo en que los vehículos van demorados por otros más lentos que los preceden. Sin embargo, se ha llegado a la conclusión que la velocidad promedio es el indicador más adecuado cuando no existen congestiones generalizadas en la red, sino que son los factores geométricos y de superficie los limitantes principales de la movilidad, como en el caso de Colombia. Se establecieron escalas distintas para cada tipo de terreno, teniendo en cuenta la variación en la tolerancia del usuario según la diversidad del relieve.

1.2.4. Aplicación de los factores de corrección. Para el cálculo de la capacidad, la aplicación de los factores de corrección se realiza en forma simultánea. Por el contrario, la aplicación de los factores de corrección para el cálculo del nivel de servicio se efectúa en forma consecutiva. En este caso, en cualquier orden que se realicen las correcciones siempre habrá pequeños errores, pero éstos son mucho menores que si se aplican todos los factores simultáneamente. Se trata de encontrar una secuencia de aplicación de los factores que introduzcan las menores variaciones.

1.2.5. Uso de solamente una curva en la corrección por curvatura. Uno de los cambios introducidos en la Segunda Versión del Manual está relacionado con el efecto de la curvatura, en el cálculo de la capacidad. Debido a que las velocidades a capacidad son relativamente bajas (poco más de 40 km/h en condiciones ideales), es difícil que la curvatura las disminuya apreciablemente, por tanto su efecto en los intervalos medios, en caso que se presenten, es bajo. Este resultado simplifica el procedimiento de cálculo de la capacidad y permite la aplicación simultánea de los factores de corrección.

Por el contrario, el efecto de la curvatura en la velocidad, y por consiguiente en el nivel de servicio, se sigue considerando en forma similar a la

establecida en la primera versión del manual, pero con factores de corrección basados en una extensa base de datos colombianos, y no en una fórmula de diseño como se hizo originalmente. Para ello, se usa solamente la curva de menor radio del sector estudiado, y cuando la curvatura condiciona la velocidad de los vehículos su efecto se distribuye a lo largo de la sección que se estudia.

1.3. IDENTIFICACIÓN DE FACTORES QUE INFLUYEN EN LA OPERACIÓN VEHICULAR EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

1.3.1. Características de operación fundamentales. En carreteras de dos carriles, el adelantamiento a vehículos más lentos requiere de la utilización del carril del sentido opuesto. Para poder efectuar esta maniobra con seguridad es preciso disponer de una distancia suficiente en el carril de sentido opuesto libre de vehículos y de una distancia de visibilidad adecuada.

A medida que aumentan los volúmenes de tránsito y/o las restricciones geométricas, disminuye la posibilidad de adelantar, lo que da lugar a la formación de pelotones, al estar obligados los conductores a ajustar su velocidad de recorrido individual para igualarla a la del vehículo más lento que los preceda.

1.3.2. Factores que influyen en la circulación del tránsito:

- **Efectos de curvatura y peralte.** El radio de una curva, su peralte y el coeficiente de fricción entre las llantas de los vehículos y la superficie de rodadura, limitan la velocidad segura a la que la curva se puede recorrer⁹.
- **Efectos de las pendientes.** Las pendientes pueden afectar la velocidad de los vehículos de diversas formas.
 - **Pendientes ascendentes.** Para hacer avanzar a un vehículo en rasantes horizontales, la potencia de su motor debe vencer: la resistencia del aire, la que opone el pavimento a la rodadura y las resistencias internas del propio vehículo. Estas resistencias aumentan en distinta proporción según aumenta la velocidad del vehículo, por lo tanto, producen el efecto de limitar su velocidad. Sin embargo, en pendientes ascendentes el vehículo tiene otra resistencia que vencer: la componente de su peso, paralela a la

⁹AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS Washington 1994. A Policy on Geometric Design of Highway and Streets., p.153.

superficie, que limita aún más su velocidad. Por consiguiente, la capacidad para desarrollar velocidades cuesta arriba es menor que en el plano horizontal y disminuye con lo empinado de la pendiente.

Por otra parte, cuando un vehículo empieza a subir una pendiente ascendente partiendo de un sector horizontal, de una pendiente descendente, o de una ascendente menos empinada, en virtud de las leyes de la inercia, puede empezar a subir la cuesta a una velocidad mayor de la que la cuesta le permite. Luego, cuando ha recorrido cierta distancia en la pendiente, la energía cinética adicional que llevaba se consume y no podrá avanzar a mayor velocidad de la que le permiten la pendiente, su potencia y las otras resistencias, que es lo que se llama "velocidad de régimen".

Por lo tanto, si suponemos constantes los demás factores, la velocidad máxima de un vehículo cuesta arriba está determinada principalmente por:

La relación peso/potencia del vehículo.

La inclinación de la cuesta.

La longitud de la cuesta.

La velocidad con que inicia el ascenso.

Como los camiones suelen tener mayores relaciones peso/potencia que otros vehículos, el efecto de la pendiente es muy pronunciado en la velocidad de éstos.

- **Pendientes descendentes.** En estas pendientes, la componente del peso paralela a la superficie es una fuerza que favorece su movimiento. Allí el vehículo puede desarrollar mayores velocidades que en rasantes horizontales o pendientes ascendentes.

Sin embargo, muchas veces los conductores de los vehículos no quieren desarrollar las velocidades máximas que les permiten las pendientes por razones de seguridad. En primer lugar, las curvas y otros elementos de la vía los obligan a limitar la velocidad en la misma forma que lo hacen en rasantes horizontales. En segundo lugar, en pendientes descendentes no se tiene control tan completo del vehículo como en sectores planos debido a que la componente del peso paralela a la superficie se suma a la inercia del vehículo, mientras que disminuye la componente normal y por lo tanto la fuerza de fricción disponible para frenar, por lo que muchas veces el conductor modera su velocidad cuesta abajo más de lo que obligan las restricciones de la vía. En tercer lugar, si la inclinación y el largo de la pendiente descendente pueden impulsar el vehículo y hacerle alcanzar velocidades tan altas que se pierda el control del mismo, el conductor

preferirá efectuar el descenso a velocidades algo menores a la máxima posible, para tener un margen de seguridad. Esto se aplica principalmente a los camiones. En pendientes descendentes muy largas e inclinadas, los camiones deben circular con relaciones de cambio bajas, para que la compresión de su motor limite su velocidad, sin que haya que aplicar mucho los frenos. Si éstos se aplican excesivamente, pueden recalentarse y perder su efecto; lo que es una condición muy peligrosa que se trata de evitar. Por lo tanto, en pendientes muy fuertes (generalmente de más del 8 por ciento) los camiones descienden cautelosamente a una velocidad casi igual a la que las ascienden.

- **Efectos de los camiones.** Los camiones tienen, en general, mayor tamaño y mayor relación peso/potencia que los demás vehículos, lo que se traduce en las siguientes características que afectan apreciablemente la circulación:

Ocupan más espacio en la vía.

Aceleran más lentamente.

Desarrollan menores velocidades.

Al ocupar mayor espacio, necesitan mayor tiempo para recorrer su propia longitud, es decir, su paso demora más, lo que reduce la capacidad de la vía. También su mayor longitud limita más las maniobras de sobrepaso.

La aceleración más lenta de los camiones es un impedimento grande al tránsito urbano, pero tiene poco efecto en carreteras de dos carriles.

La menor velocidad de los camiones obliga a los conductores que los siguen a circular a velocidades menores de las que éstos desean, especialmente cuando las oportunidades de sobrepaso son pocas. El resultado es que se reduce la velocidad de la corriente vehicular y por ende el nivel de servicio que ofrece la vía. Al reducirse esta velocidad también aumentan los intervalos entre vehículos, lo que significa que el número de vehículos que transita por hora disminuye y merma la capacidad de la vía.

Para tener en cuenta el mayor efecto que ejercen los vehículos pesados sobre las características del tránsito, se acostumbra a usar las llamadas equivalencias en automóviles, que son unos índices que expresan el número de automóviles que causaría el mismo efecto que un vehículo pesado en particular, sobre cierta característica del tránsito. En este manual las equivalencias en automóviles están implícitas en los factores de corrección condensados en las tablas que representan el efecto de los vehículos pesados.

- **Efecto del estado de la superficie de rodadura.** El deterioro de la superficie de rodadura afecta el nivel de servicio, la velocidad, comodidad, economía y principalmente a la seguridad.

Actualmente se han aplicado en el país métodos más precisos para hacer la evaluación funcional de la superficie de una vía, que arrojan parámetros estandarizados a nivel internacional, y factores de medida cuantitativa de daños, que reflejan en forma más objetiva el grado de deterioro.

Para evaluar el efecto del estado de la superficie de rodadura en la circulación de los vehículos, se utiliza en orden de prioridad y dependiendo de la disponibilidad que de él se tenga, uno de los siguientes parámetros:

1. El valor del IRI (Índice de Rugosidad Internacional).
2. El porcentaje de área afectada.
3. El nivel funcional.

1. Índice de rugosidad internacional (IRI) utilizando el APL (Analizador del Perfil Longitudinal) que mide las desviaciones en el perfil de la vía. El IRI es un indicador del estado de la superficie de rodadura.

2. Porcentaje de área afectada. Este parámetro es bastante objetivo y relativamente fácil de determinar. Se trata de medir el área de pavimento deteriorado que deberá ser removida en el momento de rehabilitar la vía, debido a que afecta la vida útil del pavimento, la comodidad y la seguridad del usuario.

3. Calificación visual del nivel funcional. Tomando la clasificación del estado de la vía propuesta en el documento "Hacia una política de vías pavimentadas en Colombia"¹⁰, que es la siguiente:

a) **Nivel Funcional 5:** Vía pavimentada en buen estado con calzada adaptada al tránsito, al clima y a la subrasante y zonas laterales que ofrecen seguridad y comodidad al usuario así como protección eficaz al pavimento. Es el estado en el que la vía ofrece al usuario una superficie duradera y adecuada al volumen total del tránsito. (Ver la figura 1a)

¹⁰ MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE. Hacia una política de vías pavimentadas en Colombia. Grupo de Apoyo y Mantenimiento Vial. Bogotá, 1982, s.p.

- b) **Nivel Funcional 4:** Vía pavimentada con problemas superficiales solamente a nivel de capa de rodadura y con muy pocos defectos en el drenaje y zonas laterales (la capa de rodadura ha sufrido cierto desgaste y los dispositivos de drenaje han empezado a cargarse de materiales). (Ver la figura 1b).
- c) **Nivel Funcional 3:** Vía pavimentada con problemas de deterioro en la calzada caracterizados principalmente por agrietamientos y pequeñas deformaciones que afectan la capacidad de soporte de la estructura (daños estructurales facilitados por acumulación de fallas superficiales); Defectos pequeños o medianos en el drenaje o zonas laterales. (Ver la figura 1c).
- d) **Nivel Funcional 2:** Vía pavimentada con mayores problemas de deterioro en la calzada caracterizados por fallas de todo tipo que provocan incomodidad al usuario hasta presentar riesgos para su seguridad. Zonas laterales y drenajes en cualquier condición. Este estado de la vía conlleva grandes pérdidas de tiempo y altos costos de operación de los vehículos. (Ver la figura 1d).

Se recomienda utilizar los dos primeros parámetros (el valor del IRI y el porcentaje de área afectada) que son más precisos, y reflejan cuantitativamente el estado de la superficie de rodadura.

- **Efectos por interacción vehicular.** Con bajos volúmenes de tránsito los conductores pueden llegar a circular a la máxima velocidad que permite la vía, debido a que la demanda de adelantamiento es baja y el porcentaje de tiempo demorado en tales condiciones es casi nulo. A medida que los volúmenes se acercan a la capacidad, crece la demanda de sobrepaso mientras que disminuyen las oportunidades para adelantar por lo que se forman pelotones de vehículos cada vez más largos y se producen demoras cada vez más altas.
- **Efectos de la distribución por sentido.** La distribución por sentidos afecta la eficacia con que funciona una carretera de dos carriles. Si esta distribución es muy desigual, es posible que un sentido de la vía se sature y alcance su capacidad mientras que el otro sentido esté lejos de saturarse. Es decir, que el volumen (en ambos sentidos) a que ocurre la capacidad está afectado por la distribución por sentidos del tránsito.

- **Zonas de no rebase¹¹**. El adelanto consiste generalmente en dos cambios de carril. Primero, el conductor de un *vehículo adelantante* se aproxima al vehículo (o vehículos) que quiere adelantar (*vehículos adelantados*), se cerciora de que no venga un tercer vehículo en sentido contrario (*vehículo opuesto*) en una distancia que considera "prudencial", pasa al carril izquierdo, sobrepasa al otro vehículo (o vehículos) y luego regresa al carril derecho.

La variable que interviene en el cálculo de la capacidad se refiere al porcentaje de longitud de la vía donde el conductor no encuentra una distancia prudencial para adelantar, y se denomina porcentaje de zonas de no rebase en el tramo.

1.4. TIPOS DE ANÁLISIS

Como regla general, los niveles de servicio de vías se utilizan para realizar análisis de planeación, diseño y operaciones. Este manual no es una excepción a la regla y se puede utilizar para esos tres tipos de análisis. Sin embargo, es posible que una versión simplificada del manual resulte más efectiva para trabajos de planeación.

Uno de los primeros interrogantes que surgen en torno a las aplicaciones del manual es lo relativo a la longitud de la vía que debe someterse al análisis. Tanto la definición de capacidad como la de nivel de servicio se aplican a un sector de la vía. No obstante, si bien parece lógico promediar los niveles de servicio que se van encontrando a lo largo de una vía, la capacidad de toda una porción aislada de la misma está determinada por el punto de menor capacidad de esa porción; por lo tanto, no tiene sentido promediar capacidades.

En la parte más poblada de Colombia, debido a las condiciones de relieve predominante, los tipos de terreno que se presentan a lo largo de una carretera entre dos poblaciones varían constantemente; ello obliga a que se definan porciones de vía que reflejen estas variaciones.

¹¹RADELAT EGUES, Guido. Manual ingeniería de tránsito. Libro en preparación

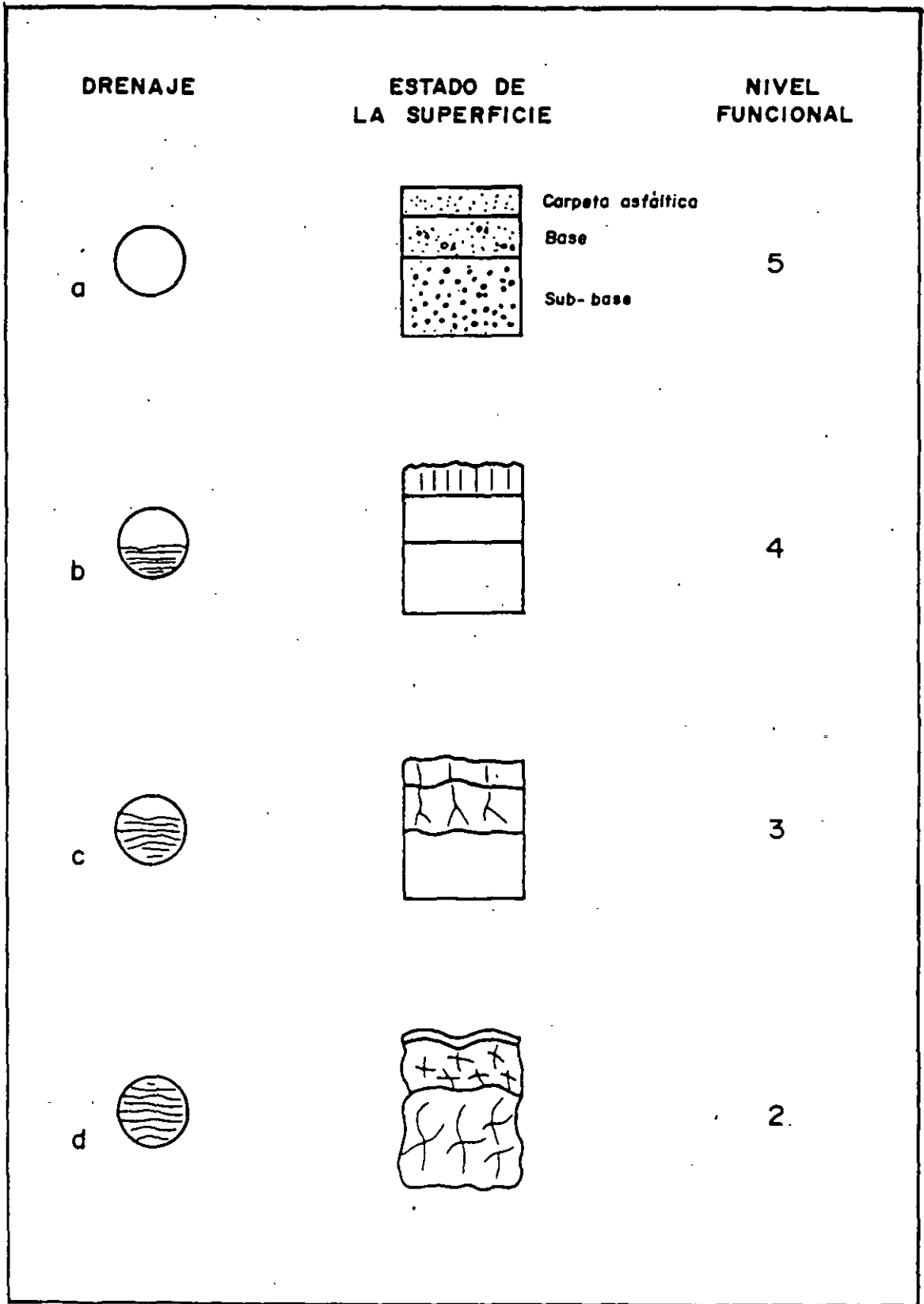


FIGURA 1. NIVEL FUNCIONAL DE LA SUPERFICIE DE RODADURA

METODOLOGÍA Y SOPORTE TÉCNICO

En este capítulo se presentan los componentes básicos del método de análisis a aplicar a la carretera en estudio. Se incluyen aquí razones y ecuaciones que explican el modo de proceder. En la parte final se hace un breve recuento de los trabajos que han servido de soporte para preparar cada una de las tablas contenidas en el manual.

2.1. IDENTIFICACIÓN DE SECTORES CRÍTICOS Y TÍPICOS

Ante la imposibilidad de analizar todos los sectores de un tramo, se recomienda que este método se aplique solamente a sectores críticos y típicos. Si se desea estimar la capacidad, el análisis se aplica a un sector crítico uniforme de la vía donde aparentemente ésta ofrezca la menor capacidad de un tramo. Si hay que estimar el nivel de servicio, éste se puede aplicar a sectores que no sean uniformes, pero cuyas pendientes sean todas ascendentes en un sentido con discrepancia total en inclinación menor del 2%. Estos sectores, llamados típicos, deben ser representativos de todo un tramo. En este caso deben utilizarse en el análisis las medias ponderadas (por longitud) de las características del sector o combinación de sectores analizados.

Es preciso advertir que aún en los casos en que sólo interese estimar el nivel de servicio de sectores típicos, hay que calcular también la capacidad a fin de conocer la utilización de la misma, que es factor de corrección a la velocidad media de recorrido, parámetro que define el nivel de servicio.

2.2. DATOS DE ENTRADA

Los datos que se deben conocer para obtener la información de entrada y posterior aplicación del método son sencillos y relativamente fáciles de obtener a partir de la información estadística que está a disposición de los ingenieros de vías colombianos. Estos datos son los siguientes:

2.2.1. Variables relativas a la vía

- **Ancho de carril y ancho de berma.** Normalmente la obtención de estos datos no presenta problemas, pero se debe mencionar que cuando se habla de ancho de bermas se trata del ancho de la berma a un solo lado de la calzada, pues se supone una vía con bermas iguales a ambos lados. No se ha previsto el caso de una vía con bermas a un solo costado.

En el caso de vías tortuosas es importante cerciorarse que en las curvas se tenga el sobreancho necesario. De no ser este el caso, se recomienda tomar el valor de ancho de corona en la curva más cerrada, restarle el ancho de bermas y sobreanchos y dividir entre dos para obtener el valor del ancho de carril, pues son frecuentes carreteras de alta montaña con diseños insuficientes en este sentido y donde las mediciones hechas en alineamientos rectos pueden producir errores.

El efecto del ancho de carril y del ancho de bermas en la capacidad es pequeño, pero puede ser importante en el nivel de servicio.

- **Radio de la curva más cerrada del sector.** La información relativa a los radios de curvatura en las carreteras nacionales ha sido recabada por los administradores viales en los últimos dos años.
- **Tipo de terreno.** Se debe recordar que, aparte de la pendiente longitudinal de la vía, la pendiente transversal o pendiente del terreno también influye en la determinación de este dato, con el fin de no confundir un sector horizontal corto que se encuentre en un ascenso fuerte con un terreno plano. Se recomienda en casos como éste que se utilice el tipo de terreno que esté de acuerdo con la topografía general de la zona y no solamente con la pendiente longitudinal de la vía en el sector estudiado.
- **Estado de la superficie de rodadura.** En caso de requerirse extrapolar este dato hacia el futuro, se deja a criterio del diseñador la evaluación del deterioro del estado de la superficie de rodadura a medida que pasa el tiempo, de acuerdo a los recursos para mantenimiento que se espere recibir. Su influencia sobre la capacidad es poca, en cambio sobre la velocidad es notoria.
- **Porcentaje de zonas de no rebase.** Esta variable es difícil de medir en el campo, y representa las zonas donde no es prudente realizar operaciones de adelantamiento. Una primera aproximación para su estimación es observando la demarcación horizontal de la vía. En la Parte III del manual se

proponen valores promedios por tipo de terreno, que pueden utilizarse en caso de no disponer de información más precisa.

- **Puentes.** Los datos geométricos y de superficie de rodadura del tablero de los puentes se utilizan en este manual sin diferenciarlos de los que provienen de la carretera propiamente dicha, aunque es posible que los puentes ejerzan un efecto psicológico más restrictivo sobre los conductores. Si se trata de puentes estrechos que pueden acomodar dos carriles, sus tableros constituyen de por sí sectores críticos que limitan la capacidad y disminuyen el nivel de servicio en proporción a su longitud. Si son puentes de un solo carril no se pueden analizar por este método.

2.2.2. Variables relativas al tránsito

- **Volumen total en ambos sentidos.** En Colombia este dato es difícil de obtener. Se han utilizado, con resultados aceptables, los volúmenes de hora pico extraídos de las libretas de campo de los conteos de una semana de duración, que realiza anualmente el Instituto Nacional de Vías (INV) en la red nacional, salvo cuando se indique (o se deduzca de una serie de Tránsitos Promedios Diarios o TPDS) que el conteo fue anormal, especialmente en el caso de derrumbes u otras circunstancias que provoquen congestión.

En caso de no disponerse de otra información distinta del TPDS, se puede usar la figura 2, que se ha obtenido a partir de los conteos semanales del año 1995 en la red de carreteras del antiguo Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT)

VOLUMEN HORA PICO Vs. TPDS 1995

2-4

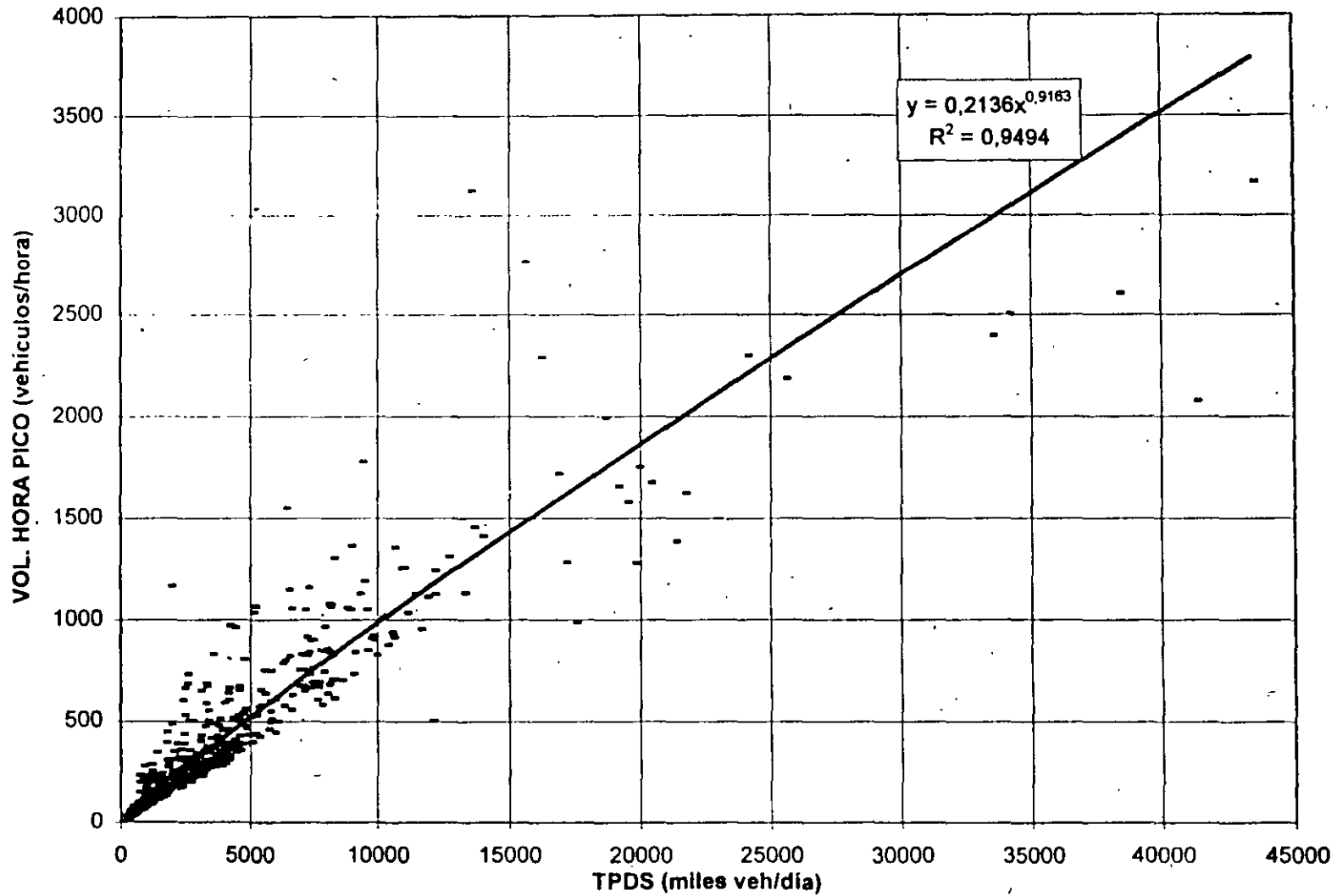


FIGURA 2. CONTEOS INV 1995

- **Porcentaje de tránsito cuesta arriba.** La precisión en su determinación puede influir en la exactitud de las conclusiones que se alcanzan al utilizar el manual. En primer lugar, la distribución asimétrica del tránsito es típica de las carreteras congestionadas en las entradas a las ciudades (las famosas "operaciones retorno" son un ejemplo), y se debe tener en cuenta que este parámetro influye sobre la capacidad de la vía tanto o más que la pendiente, por lo que su correcta determinación es de suma importancia.

En segundo lugar, es posible que al analizar una carretera, los peores niveles de servicio no correspondan a la situación de la hora pico. Suele suceder que la operación en los días laborables esté caracterizada por la presencia de vehículos pesados en grandes cantidades (es típica la cifra de 50% de buses y camiones) con distribuciones por sentido cercanas al 50%, y su influencia sobre la velocidad puede ser mayor que la de los volúmenes de fin de semana con gran desequilibrio por sentidos (del orden del 80%) pero compuestos principalmente por automóviles. Es por lo tanto conveniente en este tipo de vías analizar ambas situaciones: (1) cuando el volumen de tránsito es máximo y (2) cuando el número de camiones es máximo.

- **Porcentaje de vehículos pesados.** Esta información se debe obtener tanto para la hora pico como para toda la semana, al igual que en el caso anterior, en aquellas vías que presenten grandes fluctuaciones de este valor, especialmente en las carreteras en las que existen restricciones al paso de vehículos pesados los fines de semana.

2.3. MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD

2.3.1. Descripción de los factores de ajuste. Con base en observaciones de campo, se considera que la capacidad de una carretera de dos carriles en Colombia, en condiciones ideales, C_i , es de 3200 automóviles por hora en ambos sentidos.

Los requisitos que definen las condiciones ideales son los siguientes:

- Repartición del tránsito por igual en ambos sentidos.
- Terreno plano y rasante horizontal.
- Carriles de no menos de 3.65 metros de ancho.
- Bermas de no menos de 1.80 metros de ancho, con superficie de rodadura de calidad inferior a la de la calzada y distinta inclinación.
- Superficie de rodadura en condiciones óptimas.
- Alineamiento recto.
- Ausencia de vehículos pesados.

- Visibilidad adecuada para adelantar.
- Señalización horizontal y vertical óptimas.

En el método propuesto, la capacidad para condiciones ideales, C_i , se multiplica por varios factores de corrección, que reflejan el grado en que no se cumplen los requisitos que definen esas condiciones. Los factores transforman esa capacidad ideal en capacidad para las condiciones estudiadas.

Las características de vía y tránsito que tienen en cuenta esos factores de corrección son las siguientes:

- **Pendientes.** Las pendientes reducen la velocidad de los vehículos con respecto a la velocidad que pueden desarrollar en rasante horizontal. La reducción se traduce en un aumento en los intervalos entre vehículos que están en un pelotón y, por ende, en una disminución de la capacidad. Su efecto se considera en el factor de corrección F_{pe} de la tabla 1.
- **Distribución del tránsito por sentidos.** Una carretera de dos carriles puede saturarse cuando tenga un carril saturado, aunque el volumen de tránsito sea muy bajo en el otro carril. Además, se deben considerar las verdaderas oportunidades de adelantamiento que ofrece el tramo en análisis, basándose en el porcentaje de zonas de no rebase. El efecto de estas dos variables se considera con el factor de corrección F_d de la tabla 2.
- **Anchos de carril y berma utilizable.** Los carriles y bermas estrechos, y la ausencia o malas condiciones de éstas, restan confianza a los conductores, lo que se traduce en una disminución de la velocidad, un aumento en los intervalos entre sus vehículos, y la consiguiente reducción de la capacidad de la vía. El factor que cuantifica este efecto es el F_{cb} de la tabla 3.
- **Presencia de vehículos pesados.** La capacidad se puede definir como el número máximo de intervalos entre vehículos que pasan por un punto de una vía en una hora. Los vehículos pesados reducen ese número de intervalos:
 - Porque su paso demora más debido a su mayor longitud y a la menor velocidad que desarrollan.
 - Porque retardan el paso de vehículos más rápidos que los siguen al obligarlos a reducir su velocidad; y

- Porque el aumento del paso de un vehículo produce un incremento del intervalo¹.

El efecto de la reducción en capacidad que causan los vehículos pesados está dado por el factor F_p de la tabla 4.

2.3.2. Aplicación de los factores de corrección. Para el cálculo de la capacidad los factores de corrección se aplican en forma simultánea.

Por tanto, la capacidad en vehículos mixtos por hora, C_{60} , para esas condiciones, suponiendo que no hay variaciones aleatorias del volumen durante esa hora, está dada por la siguiente expresión:

$$C_{60} = \boxed{\text{Capacidad en vehículos mixtos/hora sin considerar variaciones aleatorias}} = 3200 * F_{ps} * F_d * F_{cb} * F_p$$

- **Variaciones aleatorias del volumen de tránsito.** Cuando el volumen horario que circula por un sector uniforme de una vía se acerca a su capacidad, sin alcanzarla, debido a que existen siempre variaciones aleatorias en la demanda de tránsito, puede suceder que en ciertos momentos la demanda exceda la capacidad y se produzca congestión. Las consecuencias adversas de estas congestiones momentáneas suelen prolongarse mucho más allá de los momentos donde hay déficit de capacidad y por ese motivo se trata de evitarlas hasta donde sea posible.

Para tener en cuenta esas variaciones aleatorias del volumen de demanda, en los análisis de capacidad se puede:

- Utilizar el volumen de demanda horario que corresponda al máximo volumen que ocurra normalmente en una fracción de la hora o,
- Reducir la capacidad para tener en cuenta ese pico dentro de la hora.

En este método se ha optado por la segunda alternativa.

¹Como el intervalo (espaciamiento en tiempo entre vehículos), es la suma del paso (tiempo que tarda un vehículo en recorrer su propia longitud) y la brecha (separación en tiempo entre vehículos), que es virtualmente independiente de la velocidad, un aumento del paso causa automáticamente un incremento del intervalo

La fracción de hora elegida es de cinco minutos y para reducir la capacidad se procede a multiplicar la capacidad horaria por un factor menor que la unidad, que la disminuye en una magnitud igual al aumento aleatorio normal del volumen durante el periodo de cinco minutos de mayor demanda. Este factor es el *factor de pico horario FPH*, que se debe estimar tomando el valor correspondiente de la tabla 5. Multiplicando la capacidad C_{60} por FPH se calcula la capacidad C_5 en vehículos mixtos (livianos y pesados) por hora, para las condiciones estudiadas, compensando las variaciones aleatorias normales que ocurren durante periodos de cinco minutos.

$$C_5 = \boxed{\text{Capacidad en vehículos mixtos/hora considerando variaciones aleatorias}} = C_{60} * FPH$$

2.4. MÉTODO PARA EL CÁLCULO DEL NIVEL DE SERVICIO

2.4.1. Indicador de efectividad. El indicador de efectividad principal que se ha escogido para determinar el nivel de servicio es la velocidad media de recorrido de los vehículos que integran la corriente vehicular, que comprende vehículos ligeros y pesados. Otro indicador que se debe observar es el grado de saturación o utilización de la capacidad, que se halla dividiendo el volumen horario de demanda entre la capacidad C_5 , a fin de conocer si la vía está próxima a saturarse o si ya está saturada. No se incluye en el método el porcentaje de tiempo demorado², pues no se ha establecido su relación con otros parámetros conocidos, pero este indicador puede ser útil para determinar la interferencia del tránsito independientemente de la influencia de las condiciones de la vía. Si hay interés en conocerlo, habría que medirlo directamente en vías existentes.

2.4.2. Descripción de los factores de ajuste. La manera de calcular el nivel de servicio es similar a la empleada para estimar la capacidad: se parte de una velocidad para condiciones casi ideales que se va multiplicando por distintos factores de corrección menores que la unidad, hasta convertirla en la velocidad representativa de las condiciones que se estudian. La velocidad ideal, según mediciones de campo, es de 90 kilómetros por hora. Los requisitos que

²El porcentaje de tiempo demorado en un sector representaría el por ciento del tiempo en el sector en que el vehículo promedio no pudiera desarrollar la velocidad que desease su conductor por estar demorado por un vehículo más lento que lo preceda. Como este valor es muy difícil de observar, se mide en la práctica registrando el porcentaje de vehículos que siguen a otros a intervalos menores de cinco segundos

caracterizan las condiciones ideales respecto al nivel de servicio son los mismos que los relativos a la capacidad, más la ausencia de interacción vehicular.

Las características de vía y tránsito que se tienen en cuenta en el cálculo de la velocidad media para las condiciones que se estudian son las siguientes:

- **Pendientes.** Las pendientes ejercen un efecto directo en el nivel de servicio al influir en la velocidad de los vehículos. Las pendientes ascendentes reducen la velocidad y las descendentes pueden aumentarla o disminuirla, pero generalmente las ascendentes son las críticas y así se consideran en este método. A fin de evitar un paso, la tabla 6 da directamente la velocidad a flujo libre de los automóviles para pendientes de distintas longitudes e inclinaciones. Es la velocidad media que se ha observado en Colombia cuando los automóviles transitan sin interferencia en vías con características ideales excepto que su rasante no es siempre horizontal. Puede considerarse que esta velocidad V , se desarrolla en condiciones casi ideales y su determinación es el punto de partida para el cálculo del nivel de servicio.
- **Utilización de la capacidad.** Cualquiera que sean las características de la vía que influyen en la velocidad media de una corriente vehicular, la variedad que existe entre las velocidades a que quieren ir los distintos conductores de vehículos causa interacciones entre ellos. Los conductores más lentos retardan a los más rápidos, mientras que los rápidos no obligan a acelerar a los lentos y, por lo tanto, el efecto de las interacciones es reducir la velocidad media de la corriente vehicular.

Cuando los conductores rápidos pueden adelantar a los lentos, el efecto de las interacciones no es tan grande, pero a medida que la vía se va saturando, los sobrepasos van siendo más difíciles y la velocidad media va disminuyendo. Además, parece que conforme aumenta la densidad los conductores van perdiendo confianza y reducen su velocidad. Lo cierto es que la utilización de la capacidad, medida por la relación volumen/capacidad, ejerce un efecto innegable sobre la velocidad de los vehículos. Este efecto está representado por el factor f_v de la tabla 7. Como se trata de un factor de corrección al nivel de servicio medio que se brinda durante una hora, la relación volumen/capacidad se calcula dividiendo el volumen de demanda entre la capacidad C_{60} sin multiplicarla por el factor de pico horario FPH . Esta relación es menor que la relación volumen/ C_5 que se utiliza para observar la probabilidad de ser superada la capacidad durante un pico de cinco minutos.

- **Estado de la superficie de rodadura.** La incidencia del estado del pavimento en la velocidad es también mayor que en la capacidad, y esta incidencia se acentúa conforme aumenta la velocidad, pues a muy bajas

velocidades es prácticamente nula. Está representada por el factor de corrección f_{sr} de la tabla 8.

- **Anchos de carril y berma.** Los efectos de las deficiencias en los anchos de carril y berma se hacen sentir más en la velocidad que en la capacidad. Por esta razón los factores de corrección f_{cb} de la tabla 9, que tienen en cuenta ese efecto, son menores que los correspondientes F_{cb} de la tabla 3.
- **Presencia de vehículos pesados.** Estos vehículos desarrollan menores velocidades que los vehículos ligeros y su presencia los retarda. La magnitud de este retardo depende de:
 - La velocidad de los automóviles a flujo restringido, V_f , pues mientras más rápidamente vayan, mayor será su retardo;
 - La inclinación y longitud de la pendiente del sector que se estudia, ya que ambos factores determinan la velocidad de los vehículos pesados;
 - El porcentaje de vehículos pesados, porque según aumenta este porcentaje se eleva la probabilidad de que causen interferencia al resto de los vehículos; y,
 - El volumen de tránsito en ambos sentidos, que al aumentar disminuye las oportunidades de sobrepaso e incrementa la longitud de los pelotones detrás de los camiones.

El efecto de los vehículos pesados en el tránsito se tiene en cuenta determinando un factor f_p mediante el producto de los factores f_{p1} y f_{p2} , que aparecen en las Tablas 10 y 11.

- **Curvatura.** Para tener en cuenta la curvatura hay que comparar la velocidad en tangente, con la máxima velocidad que permite la curva más cerrada del sector. Este valor máximo, V_c , aparece en la tabla 12. Si la velocidad en tangente es mayor que V_c es necesario calcular la velocidad media teniendo en cuenta la longitud del sector, procedimiento que se contempla en la Hoja de Trabajo No. 2.
- **Determinación del Nivel de Servicio.** Una vez conocido el valor de la velocidad media V , se determina el nivel de servicio de la tabla 13. Esta tabla ofrece una escala separada para cada tipo de terreno y para el nivel de servicio, tiene en cuenta que las exigencias de los conductores disminuyen a medida que la topografía se va haciendo más abrupta. La tabla refleja con facilidad pequeños cambios en el diseño detallado de un sector. Mediante la

mejora de algunas características de la vía (ancho de carril, berma, radio de curvatura, etc.) se puede modificar el nivel de servicio.

2.4.3. Aplicación de los factores de corrección. Los factores de corrección para el cálculo del nivel de servicio se aplican en forma consecutiva. El procedimiento es el siguiente:

- Tomar la velocidad ideal de automóviles a flujo libre, V_i , de la tabla 6 conociendo la inclinación de la pendiente ascendente en estudio y su longitud. Se obtiene la velocidad media de automóviles, en condiciones ideales (excepto por pendiente).
- Tomar el factor de corrección por el efecto de la utilización de la capacidad f_u , de la tabla 7, conociendo la relación volumen/capacidad. Ambas variables son las correspondientes a sesenta minutos. Ese volumen se designa con el símbolo Q .

$$\text{Factor de utilización (v/c)} = Q / C_{60}$$

Multiplicar la velocidad ideal a flujo libre, V_i , por el factor f_u , para obtener la velocidad de automóviles a flujo restringido, en condiciones ideales (excepto por pendiente).

$$V_r = V_i * f_u$$

- Tomar el factor de corrección por el estado de la superficie de rodadura, f_{sr} , de la tabla 8 utilizando como velocidad, la primera velocidad a flujo restringido, V_r , y el parámetro de estado de superficie de rodadura. Este parámetro se escoge siguiendo un orden de prioridad y dependiendo de la disponibilidad que de él se tenga, así:

1. El valor del *IRI*.
2. El porcentaje de área afectada.
3. El Nivel Funcional.

Los dos primeros parámetros son más precisos, ya que reflejan cuantitativamente el estado de la superficie de rodadura.

- Tomar el factor de corrección por efecto combinado del ancho de carril y berma, f_{cb} , de la tabla 9, conociendo el ancho utilizable de la berma y el del carril.

- Multiplicar la velocidad V_1 por el factor f_x y por el factor f_{ob} , para encontrar la velocidad de automóviles a flujo restringido para las condiciones que se estudian, V_2 .
- Tomar el valor inicial del factor de corrección por la presencia de vehículos pesados, f_{p1} , de la tabla 10, conociendo la inclinación y longitud de la pendiente en estudio y utilizando la velocidad corregida, V_2 , como velocidad media de automóviles.
- Tomar de la tabla 11 el factor de corrección, f_{p2} , conociendo el porcentaje de vehículos pesados y el volumen total en ambos sentidos Q .

Multiplicar entre sí los factores f_{p1} y f_{p2} , para hallar el factor de corrección total por la presencia de vehículos pesados f_p . Si este factor resulta ser mayor que la unidad, se debe hacer igual a uno.

$$f_p = f_{p1} * f_{p2}; \text{ si } f_p > 1 \text{ entonces } f_p = 1$$

Multiplicar el factor de corrección f_p por la velocidad de automóviles a flujo restringido V_2 para obtener la velocidad del tránsito mixto a flujo restringido, para las condiciones estudiadas y en tangente, V_3 .

$$V_3 = V_2 * f_p$$

- Hallar la velocidad máxima que permite la curva más cerrada del sector en estudio, V_c , de la tabla 12, conociendo su radio de curvatura.
- Comparar V_3 con V_c . Si V_c resulta menor que V_3 , habrá que calcular la velocidad media de recorrido V con la Hoja de Trabajo N° 2. Si V_c resulta mayor o igual que V_3 se deja $V_3 = V$.

$$\text{Si } V_3 \leq V_c, \quad V = V_3$$

Es decir, se compara la velocidad V_3 (en tangente) con la velocidad V_c (en curva), si la curva condiciona la velocidad, su efecto se debe ponderar atendiendo el procedimiento contenido en la Hoja de Trabajo N° 2, así:

Si $V_3 > V_c$, calcular V siguiendo el procedimiento indicado en la Hoja de Trabajo N° 2.

Esta velocidad V , corresponde a la velocidad media del tránsito mixto, a flujo restringido, en condiciones estudiadas, en todo el sector de análisis.

- Con el valor de la velocidad media V , entrar a la tabla 13 y determinar el nivel de servicio.
- **Cálculo de la velocidad media cuando la curvatura la limita.** Con este cálculo se pretende ponderar el efecto de la curva más cerrada a lo largo del sector estudiado. A partir de las velocidades V_3 y V_c se hallan los tiempos necesarios para recorrer las tangentes y la curva y para acelerar y decelerar. Con estos tiempos y la longitud del sector se determina la velocidad promedio V .

Para formular estas expresiones se han utilizado las ecuaciones de la mecánica, adoptando los resultados de tasas de deceleración y aceleración obtenidas en numerosas curvas de Colombia. Se han definido las siguientes variables³:

P_2 = Punto de la vía 130 metros antes del PC.

PC = Punto de comienzo de la curva.

PM = Punto medio de la curva.

PT = Punto de terminación de la curva.

V_3 = Velocidad en tangente (Hoja de Trabajo No. 1).

V_{PC} = Velocidad en el PC de la curva = $0.96 * V_2$

V_{PM} = Velocidad en el PM de la curva = $0.92 * V_2$

V_{PT} = Velocidad en el PT de la curva = $0.93 * V_2$

d_1 = Deceleración en la sección P2-PC = -0.19 m/s^2

d_2 = Deceleración en la sección PC-PM = -0.30 m/s^2

a = Aceleración en la sección PM-PT = $+0.10 \text{ m/s}^2$

R = Radio de la curva más cerrada del sector (m)

L_c = Longitud de la curva más cerrada del sector (m)

D_f = Ángulo de deflexión expresado en radianes

L = Longitud total del sector = $L_{da} + L_{v3}$

L_{da} = Longitud decelerando y acelerando = $(130 + L_c)$

L_{v3} = Longitud con velocidad V_3 = $1000 * L - (130 + L_c)$

t_3 = Tiempo con velocidad V_3 = $3.6 * (L_{v3} / V_3)$

t_{da} = Tiempo decelerando y acelerando = $t_{d1} + t_{d2} + t_a$

³ PRIETO RODRIGUEZ, Germán Antonio. Efecto de la Curvatura en la Velocidad. Popayan 1996. Tesis (Magister en Ingeniería de Vías Terrestres) Universidad del Cauca. Instituto de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil

Donde:

$$t_{d1} = \frac{[-0.278 V_3 + (0.077 * V_3^2 - 49.4)^{1/2}] * 2}{-0.19}$$

$$t_{d2} = \frac{-0.267 V_3 + [0.071 * V_3^2 - 0.60 * L_c]^{1/2}}{-0.30}$$

$$t_s = \frac{-0.256 V_3 + [0.065 * V_3^2 + 0.20 * L_c]^{1/2}}{0.10}$$

En la Hoja de Trabajo N° 2 se presenta la disposición adecuada para realizar estos cálculos.

2.5. INVESTIGACIONES DE SOPORTE DEL MANUAL

A continuación se presenta para cada uno de los factores de corrección las investigaciones y procedimientos que han servido de soporte para su inclusión dentro del Manual de Capacidad.

**MANUAL DE CAPACIDAD COLOMBIANO
FACTORES DE CORRECCIÓN Y SU SOPORTE**

INDICADOR	FACTOR	SOPORTE
<p>1. NIVELES DE SERVICIO</p>	<p>V_i = Velocidad media ideal de automóviles a flujo libre en pendientes ascendentes.</p> <p>f_u = Factor por efecto de la utilización de la capacidad.</p> <p>f_{cb} = Factor por ancho de carril y berma.</p> <p>f_{sr} = Factor por estado de la superficie de rodadura.</p> <p>$f_{p1} - f_{p2}$ = Factores por presencia de vehículos pesados.</p> <p>V_c = Velocidad máxima en curva.</p> <p>- Velocidades en km/h que determinan los niveles de servicio.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Valores inferidos de datos de campo colombianos. - Inferidos de la relación volumen/velocidad determinada con datos de campo colombianos. - Tomados del Manual de Capacidad Norteamericano (HCM). - Factor propio no incluido en el HCM, obtenido de datos colombianos. - Obtenidos de datos colombianos. Se utilizó un modelo analítico. - Factor propio no incluido en el HCM. Los valores se obtuvieron de datos colombianos. - Definidas para las condiciones colombianas.

**MANUAL DE CAPACIDAD COLOMBIANO
FACTORES DE CORRECCIÓN Y SU SÓPORTE**

INDICADOR	FACTOR	SOPORTE
1. CAPACIDAD	$C_i = 3200$ veh/hora F_{pm} = Factor de corrección a la capacidad por pendiente. F_d = Factor por distribución por sentidos y zonas de no rebase. F_{cb} = Factor por ancho de carril y berma. F_p = Factor por presencia de vehículos pesados. FPH = Factor de pico horario	<ul style="list-style-type: none"> - Medición en carreteras colombianas. - Inferidos de datos colombianos. - Basados en investigaciones Colombianas - Tomados del Manual de Capacidad Norteamericano (HCM) y transformados en factores de capacidad. - Valores calculados con datos colombianos, utilizando un modelo analítico. - Factor adicional, calculado analíticamente a partir de las distribuciones binomial y poisson.



PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN

En este capítulo se detallan las instrucciones necesarias para llevar a cabo los cálculos del análisis de capacidad y nivel de servicio en un sector de una carretera de dos carriles.

3.1. DETERMINACIÓN DE LOS SECTORES DE ANÁLISIS

El procedimiento para identificar los sectores de análisis donde las características de la vía son uniformes se puede realizar de dos formas:

- En la oficina, consultando planos topográficos de la carretera en estudio.
- En la vía, mediante consultas, inspección ocular y toma de datos.

3.1.1. Sectores críticos. Para determinar en la vía los sectores críticos de un tramo, se puede proceder de la siguiente manera:

- **Labor de oficina**

Se realiza en tramos existentes o inexistentes de los cuales se conocen datos sobre sus características geométricas y la composición del tránsito.

Se divide el tramo (o segmento) en subtramos (o subsegmentos), cada uno de los cuales debe cumplir la condición de estar localizado en un mismo tipo de terreno: plano, ondulado, montañoso o escarpado. Es necesario precisar las abscisas de estas subdivisiones, que pueden coincidir o no con la sectorización de la red vial nacional.

Dentro de cada subtramo se organiza en el sentido de abscisado de la vía la información sobre volumen horario pico, distribución por sentido, porcentaje de

vehículos pesados, pendiente longitudinal, radios de curvatura, ancho de carril y bermas y estado de la superficie de rodadura.

Se identifican y delimitan por sus abscisas, los "cuellos de botella" o *sectores críticos*, donde las características de la carretera limitan la velocidad. También se deben tener en cuenta las características del tránsito, aunque normalmente se supone que son constantes a lo largo de un tramo. Estos sectores (que son excluyentes con los sectores típicos) sirven para estudiar la capacidad. El método de este manual se aplica a cada uno de los sectores así identificados. Aquellos sectores que tengan características muy similares se pueden agrupar para fines de cálculo. Los sectores que tengan menor capacidad o menor nivel de servicio serán los críticos.

- **Labor de campo**

Se realiza solamente en tramos existentes donde se desee analizar el efecto de cambios en las características de la vía o el tránsito.

Mediante varios recorridos por la vía se identifican los sectores que parezcan ofrecer mayores limitaciones a la velocidad de los vehículos que los recorren. La cooperación de un ingeniero que conozca el tramo es de suma importancia

Una vez realizada esta identificación preliminar, la condición crítica de los sectores se puede identificar midiendo la velocidad a flujo libre en ellos. En estas vías la velocidad a flujo libre se puede determinar así:

- a) Detener el vehículo observador en la berma antes del sector a estudiar y, esperar a que pasen todos los vehículos que estén transitando.
- b) Arrancar el vehículo cuando la vía esté despejada.
- c) Pedir al conductor del vehículo que comunique cuando vaya a la velocidad deseada y cuando lo exprese, observar el velocímetro anotando el valor correspondiente de la velocidad.

Desde luego hay que calibrar previamente tanto el velocímetro como el conductor. Se acostumbra a calibrar el velocímetro comparando sus lecturas con medidas de la velocidad puntual realizadas simultáneamente. El conductor se calibra haciéndolo circular por un sector despejado donde transiten otros vehículos y hallando la relación entre el promedio de las observaciones de su velocidad a flujo libre, en un punto de la vía, y el de la de otros conductores. Es aconsejable observar la velocidad de por lo menos 30 conductores distintos y

estar seguro que todos ellos transitan sin ningún impedimento cuando se hacen las observaciones.

Cuando estén plenamente identificados los sectores críticos hay que conocer sus características geométricas, no solamente para calcular la velocidad y el nivel de servicio, sino también para saber si las limitaciones a velocidad a flujo libre se deben a causas transitorias (por ejemplo: bermas o pavimentos en mal estado), o a causas más permanentes (como pendientes y curvas). También es preciso conocer estimativos del volumen de tránsito en los dos sentidos y la composición vehicular.

3.1.2. Sectores típicos. Se utilizan para estimar el nivel de servicio medio de un tramo de carretera de dos carriles que se compone de cierto número de sectores uniformes.

Una vez definidos los sectores críticos, en lo restante de cada subtramo por procedimiento de campo o de oficina, se selecciona al menos un *sector típico* que sea *representativo* por condiciones de vía y tránsito, dentro del cual no se presenten intersecciones con otras vías. Estos sectores típicos servirán para determinar el nivel de servicio del subtramo.

La longitud total de los sectores estudiados (críticos más típicos), debe fluctuar entre 10% y 20% de la longitud total del tramo.

Cuando se use más de un sector típico, para determinar el nivel de servicio del subtramo se calculará la velocidad media, ponderada respecto a la longitud.

3.1.3. Diligenciamiento de la Hoja de trabajo N° 1. La información de entrada y los cálculos pertinentes se consignan en la Hoja de Trabajo N° 1, que se muestra en la figura 3. Se debe indicar el tramo y el sector de la carretera en estudio, de acuerdo con la nomenclatura vial fijada por el Ministerio de Transporte (Resolución N°. 3700 de junio 8 de 1995). A continuación se debe indicar si se refiere a un sector crítico o típico, así como el nombre del tramo, las iniciales o nombre del ingeniero encargado de los cálculos y de la persona que revisa los cálculos y la fecha respectiva. A continuación se consignan los datos geométricos y de tránsito correspondientes al sector de análisis.

La secuencia y ecuaciones de cálculo se dan preimpresas en la hoja de cálculo y el analista deberá consignar los diferentes factores de ajuste que determinará haciendo uso de las tablas contenidas en el manual.

CARRETERAS DE DOS CARRILES DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

TRAMO: _____ SECTOR: _____ SECTOR: TÍPICO _____
 NOMBRE: _____ CRÍTICO _____
 CALCULÓ: _____ REVISÓ: _____ FECHA: _____

1. DATOS GEOMÉTRICOS Y DE TRÁNSITO

BERMA		_____ m	TIPO DE TERRENO (P,O,M,E): _____
CALZADA		_____ m	PENDIENTE (%): _____
-----		_____ m	LONGITUD (km): _____
-----		_____ m	RADIO DE LA CURVA MÁS CERRADA (m): _____
BERMA		_____ m	DEFLEXIÓN DE LA CURVA (grados): _____

ESTADO SUPERFICIE RODADURA: IRI _____ (mm/m) o ÁREA AFECTADA _____ (%) o N.F.: _____ (2 a 5)
 VOLUMEN TOTAL EN AMBOS SENTIDOS (Q): _____ veh/h
 DISTRIBUCIÓN POR SENTIDOS (Ascenso/Descenso): _____ / _____ %
 COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO. A: _____ % B: _____ % C: _____ % B+C _____ %
 ZONAS DE NO REBASE: _____ %

2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD (C₆₀ y C₅)

F _{de} x (TABLA 1)	x	F _d x (TABLA 2)	x	F _{cb} x (TABLA 3)	x	F _p x (TABLA 4)	x	C ₁ = (veh/h)	=	C ₆₀ (veh/h)
								3.200		

C ₆₀ x (veh/h)	x	FPH (TABLA 5)	=	C ₅ (veh/h)

Q +	=	C ₆₀	=	Q/C ₆₀

Q +	=	C ₅	=	Q/C ₅

3. CÁLCULO DEL NIVEL DE SERVICIO

V ₁ x (TABLA 6)	x	f _u = (TABLA 7)	=	V ₁ (km/h)

f _{sr} x (TABLA 8)	x	f _{cb} x (TABLA 9)	=	V ₁ = (km/h)	=	V ₂ ① (km/h)

f _{p1} x (TABLA 10)	x	f _{p2} = (TABLA 11)	=	f _p x	x	V ₂ = DE ①	=	V ₃ ② (km/h)

V _c (km/h) (TABLA 12)

Si f_p > 1.00 hacer f_p = 1.00

COMPARAR

Si V ₃ ≤ V _c , V = V ₃ (DE ②)	V (DE ② ó ③)
Si V ₃ > V _c , CALCULAR V CON LA HOJA DE TRABAJO No. 2 ③	

NIVEL DE SERVICIO (TABLA 13)

HOJA DE TRABAJO N° 1
FIGURA 3.

3.2. ANÁLISIS DE SECTORES

3.2.1. Cálculo de la capacidad. Se toma el valor C_i de la capacidad en condiciones ideales (3200 automóviles por hora en ambos sentidos), y se multiplica por varios factores de corrección hasta transformarla en capacidad para las condiciones estudiadas en vehículos de todas clases por hora. El procedimiento a seguir se describe en la Hoja de Trabajo No. 1, y es el siguiente:

$$C_i = 3.200 \text{ automóviles/ hora/ambos sentidos}$$

- Registrar los datos de vía y tránsito del sector estudiado en la Hoja de Trabajo N° 1.
- Tomar el factor de corrección por pendiente F_{ps} de la tabla 1, conociendo la pendiente correspondiente al sentido ascendente.
- Tomar el factor de corrección por distribución por sentidos F_d de la tabla 2, conociendo el porcentaje de zonas de no rebase y la distribución por sentidos. Si no se dispone de información relacionada con el porcentaje de zonas de no rebase, se puede utilizar la siguiente:

TIPO DE TERRENO	PORCENTAJE DE ZONAS DE NO REBASE, %
Plano	0 - 20
Ondulado	20 - 40
Montañoso y escarpado	40 - 100

- Tomar el factor de corrección por ancho de carril y berma, F_{cb} , de la tabla 3, conociendo el ancho utilizable de la berma y el del carril.
- Tomar el factor de corrección por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes, F_p , de la tabla 4, conociendo la pendiente ascendente, su longitud y el porcentaje de vehículos pesados (buses más camiones).
- Multiplicar el valor de C_i (3200 automóviles/hora en ambos sentidos) por los factores anteriores para calcular la capacidad, C_{60} , expresada por el volumen mixto (vehículos livianos y pesados) máximo que pueda circular durante la hora pico sin causar congestión, suponiendo que no hay variaciones aleatorias en ese volumen

$$C_{60} = 3200 * F_{pe} * F_d * F_{cb} * F_p$$

- Multiplicar C_{60} por el factor de pico horario, FPH , para obtener la capacidad, C_s , expresada por el volumen mixto máximo que debe circular durante la hora pico para que, normalmente, no se produzca congestión durante el periodo de cinco minutos de mayor tránsito de esa hora. El FPH se debe tomar de la tabla 5.

$$C_s = C_{60} * FPH$$

TABLA 1. Factores de corrección a la capacidad por pendiente (F_{pe})*

PEND. ASC.	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)											
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
2	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
3	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
4	0.98	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
5	0.98	0.95	0.94	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.91	0.91	0.91	0.91
6	0.97	0.95	0.92	0.91	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89	0.89
7	0.96	0.93	0.91	0.89	0.89	0.87	0.87	0.87	0.86	0.86	0.86	0.86
8	0.96	0.92	0.89	0.87	0.86	0.85	0.84	0.84	0.84	0.84	0.83	0.84
9	0.94	0.89	0.85	0.83	0.82	0.81	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
10	0.92	0.85	0.81	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75	0.75	0.74	0.74	0.74
11	0.90	0.81	0.76	0.73	0.72	0.71	0.70	0.69	0.69	0.68	0.68	0.68
12	0.87	0.76	0.71	0.68	0.67	0.64	0.64	0.63	0.63	0.61	0.61	0.61

* Inferidos de datos de campo colombianos

TABLA 2. Factores de corrección a la capacidad por distribución por sentidos (F_d)*

DISTRIBUCIÓN POR SENTIDOS A/D	PORCENTAJE DE ZONAS DE NO REBASE					
	0	20	40	60	80	100
50/50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
60/40	0.90	0.89	0.87	0.86	0.85	0.83
70/30	0.82	0.80	0.78	0.76	0.74	0.71
80/20	0.75	0.72	0.70	0.67	0.65	0.63
90/10	0.69	0.66	0.64	0.61	0.58	0.56
100/00	0.64	0.61	0.58	0.56	0.53	0.50

* Tomados de un Trabajo de grado de Arciniegas y Sepúlveda¹

TABLA 3. Factores de corrección a la capacidad por efecto combinado del ancho de carril y berma (F_{cb})*

ANCHO UTILIZABLE DE LA BERMA EN METROS	ANCHO DEL CARRIL (m)				
	3.65	3.50	3.30	3.00	2.70
1.80	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92
1.50	0.99	0.99	0.98	0.95	0.91
1.20	0.99	0.98	0.97	0.95	0.91
1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.90
0.50	0.98	0.97	0.96	0.93	0.89
0.00	0.97	0.96	0.95	0.92	0.88

* Tomados del HCM² y transformados en factores de capacidad.

¹ ARCINIEGAS RUEDA, Ismael Enrique y SEPULVEDA SANCHEZ, Daniel. Estudio sobre el efecto de la distribución por sentidos en la capacidad para carreteras de dos carriles. Santafé de Bogotá 1994, 300 p. Trabajo de grado (ingeniero civil) Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de Ingeniería.

² TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Highway Capacity Manual. Special Report 209. Edición de 1985. Washington, D.C. T.R.B., 1985, p. 8-11

TABLA 4. Factores de corrección a la capacidad por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (F_p)*

PENDIENTE ASCENDENTE EN POR CIENTO	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
0	TODAS	0.95	0.90	0.87	0.84	0.81	0.78
1	0.5	0.95	0.90	0.87	0.84	0.81	0.78
	1.0	0.94	0.89	0.86	0.83	0.80	0.77
	1.5	0.93	0.88	0.85	0.82	0.80	0.77
	2.0	0.92	0.87	0.85	0.82	0.79	0.76
	3.0	0.91	0.87	0.84	0.82	0.79	0.76
	4.0	0.91	0.87	0.84	0.81	0.78	0.75
	≥5.0	0.90	0.87	0.83	0.81	0.78	0.75
2	0.5	0.94	0.90	0.85	0.83	0.80	0.77
	1.0	0.93	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76
	1.5	0.92	0.88	0.84	0.81	0.79	0.76
	2.0	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.75
	3.0	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76	0.73
	4.0	0.87	0.84	0.81	0.78	0.75	0.72
	≥5.0	0.86	0.83	0.80	0.77	0.74	0.72
3	0.5	0.94	0.89	0.84	0.81	0.78	0.75
	1.0	0.92	0.87	0.83	0.80	0.77	0.75
	1.5	0.89	0.85	0.81	0.78	0.75	0.73
	2.0	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71
	3.0	0.86	0.82	0.79	0.76	0.73	0.70
	4.0	0.85	0.81	0.78	0.75	0.72	0.70
	≥5.0	0.84	0.80	0.78	0.75	0.72	0.69
4	0.5	0.93	0.88	0.83	0.80	0.76	0.74
	1.0	0.89	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71
	1.5	0.84	0.81	0.77	0.74	0.72	0.69
	2.0	0.83	0.79	0.76	0.73	0.70	0.68
	3.0	0.82	0.78	0.75	0.71	0.68	0.66
	4.0	0.81	0.77	0.74	0.71	0.68	0.65
	≥5.0	0.80	0.77	0.73	0.70	0.67	0.64

Continuación tabla 4.

PENDIENTE ASCENDENTE EN POR CIENTO	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
5	0.5	0.92	0.86	0.82	0.78	0.75	0.73
	1.0	0.85	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69
	1.5	0.82	0.78	0.75	0.71	0.69	0.65
	2.0	0.80	0.77	0.73	0.70	0.67	0.63
	3.0	0.79	0.75	0.72	0.69	0.66	0.63
	4.0	0.78	0.74	0.71	0.68	0.65	0.62
	≥5.0	0.77	0.74	0.70	0.67	0.64	0.62
6	0.5	0.90	0.84	0.79	0.76	0.73	0.70
	1.0	0.81	0.77	0.73	0.70	0.67	0.65
	1.5	0.79	0.75	0.71	0.68	0.65	0.63
	2.0	0.77	0.74	0.70	0.67	0.64	0.62
	3.0	0.76	0.72	0.69	0.66	0.63	0.61
	4.0	0.75	0.72	0.68	0.65	0.63	0.60
	≥5.0	0.75	0.71	0.67	0.64	0.62	0.59
7	0.5	0.89	0.82	0.78	0.74	0.71	0.68
	1.0	0.78	0.74	0.71	0.67	0.64	0.61
	1.5	0.76	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	2.0	0.74	0.70	0.67	0.63	0.60	0.57
	3.0	0.72	0.68	0.67	0.61	0.58	0.56
	4.0	0.71	0.67	0.64	0.60	0.57	0.55
	≥5.0	0.71	0.67	0.63	0.60	0.57	0.54
8	0.5	0.87	0.81	0.76	0.73	0.70	0.67
	1.0	0.76	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	1.5	0.73	0.69	0.65	0.62	0.59	0.56
	2.0	0.71	0.67	0.63	0.60	0.57	0.53
	3.0	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.53
	4.0	0.68	0.64	0.60	0.57	0.54	0.52
	≥5.0	0.67	0.63	0.60	0.56	0.53	0.51

Continuación tabla 4.

PENDIENTE ASCENDENTE EN POR CIENTO	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
9	0.5	0.86	0.79	0.74	0.71	0.68	0.65
	1.0	0.74	0.70	0.67	0.64	0.60	0.58
	1.5	0.71	0.67	0.64	0.60	0.57	0.55
	2.0	0.70	0.66	0.62	0.59	0.56	0.53
	3.0	0.68	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51
	4.0	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50
	≥5.0	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.50
10	0.5	0.83	0.76	0.72	0.68	0.65	0.59
	1.0	0.70	0.66	0.62	0.59	0.56	0.52
	1.5	0.68	0.64	0.61	0.58	0.55	0.50
	2.0	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.48
	3.0	0.65	0.61	0.57	0.54	0.51	0.47
	4.0	0.64	0.60	0.56	0.53	0.50	0.46
	≥5.0	0.63	0.59	0.55	0.52	0.49	0.45
11	0.5	0.79	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	1.0	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.52
	1.5	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.50
	2.0	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.48
	3.0	0.63	0.59	0.55	0.52	0.49	0.47
	4.0	0.62	0.58	0.54	0.51	0.48	0.46
	≥5.0	0.61	0.57	0.53	0.50	0.47	0.45
12	0.5	0.77	0.69	0.65	0.62	0.59	0.56
	1.0	0.66	0.62	0.59	0.55	0.52	0.50
	1.5	0.64	0.60	0.56	0.53	0.50	0.48
	2.0	0.62	0.58	0.55	0.52	0.49	0.46
	3.0	0.61	0.57	0.53	0.50	0.48	0.45
	4.0	0.60	0.56	0.53	0.49	0.47	0.44
	≥5.0	0.59	0.55	0.52	0.49	0.46	0.43

* Tomada del trabajo de investigación de Herrera³

³HERRERA, Juan Carlos. Determinación de factores de equivalencia vehicular para carreteras de dos carriles en Colombia. Popayán: 1991. II tesis (Magister en Ingeniería de Tránsito y Transporte). Universidad del Cauca. Instituto de Vías, p. 82.

TABLA 5. Factores de pico horario basados en periodos de cinco minutos suponiendo llegadas de vehiculos aleatorias (FPH)*

VOLUMEN HORARIO TOTAL veh/h (C60)	FACTOR DE PICO HORARIO	VOLUMEN HORARIO TOTAL veh/h (C60)	FACTOR DE PICO HORARIO
100	0.68	1600	0.90
200	0.70	1800	0.92
300	0.72	2000	0.93
400	0.74	2200	0.95
600	0.78	2400	0.95
800	0.81	2600	0.96
1000	0.84	2800	0.97
1200	0.86	≥3000	0.97
1400	0.89		

* Calculados usando las distribuciones de poisson y binomial y calibrados por la Universidad Tecnológica y Pedagógica de Colombia (UPTC) - Tunja.

3.2.2. Cálculo del nivel de servicio. Como el indicador de efectividad principal para determinar el nivel de servicio es la velocidad media de recorrido de la corriente vehicular mixta o velocidad media espacial (que comprende vehículos livianos y pesados), el procedimiento consiste en determinar esa velocidad. Para ello, se empieza por encontrar la velocidad de los automóviles a flujo libre en condiciones casi ideales, y transformarla en el parámetro deseado como se explica a continuación:

- Tomar la velocidad ideal de automóviles a flujo libre, V_i , de la tabla 6 conociendo la inclinación de la pendiente ascendente en estudio y su longitud. Se obtiene la velocidad media de automóviles, en condiciones ideales (excepto por pendiente)
- Tomar el factor de corrección por el efecto del factor de utilización f_u , de la tabla 7, conociendo la relación volumen/capacidad. Ambas variables son las correspondientes a sesenta minutos. Ese volumen se designa con el símbolo Q.

$$\text{Factor de utilización (v/c)} = Q / C_{60}$$

Multiplicar la velocidad ideal a flujo libre, V_i , por el factor f_u , para obtener la velocidad de automóviles a flujo restringido

$$V_r = V_i \cdot f_u$$

- Tomar el factor de corrección por el estado de la superficie de rodadura, f_{sr} , de la tabla 8 utilizando como velocidad de entrada, la primera velocidad a flujo restringido, V_1 , y el parámetro de estado de superficie de rodadura, el cual se escoge según el siguiente orden de prioridad, dependiendo de la disponibilidad que se tenga:
 1. El valor del IRI.
 2. El porcentaje de área afectada.
 3. El Nivel Funcional.

Los dos primeros parámetros son más precisos, ya que reflejan cuantitativamente el estado de la superficie de rodadura.

- Tomar el factor de corrección por efecto combinado del ancho de carril y berma, f_{cb} , de la tabla 9, conociendo el ancho utilizable de la berma y el del carril.
- Multiplicar la velocidad V_1 por el factor f_{sr} y por el factor f_{cb} , para encontrar la velocidad de automóviles a flujo restringido para las condiciones que se estudian y en tangente, V_2 .

$$V_2 = V_1 * f_{sr} * f_{cb}$$

- Tomar el valor inicial del factor de corrección por la presencia de vehículos pesados, f_{p1} , de la tabla 10, conociendo la inclinación y longitud de la pendiente en estudio y utilizando la segunda velocidad corregida, V_2 , como velocidad media de automóviles.
- Tomar de la tabla 11 el factor de corrección, f_{p2} , conociendo el porcentaje de vehículos pesados y el volumen total en ambos sentidos Q .

Multiplicar entre sí los factores f_{p1} y f_{p2} , para hallar el factor de corrección total por la presencia de vehículos pesados f_p . Si este factor resulta ser mayor que la unidad, se debe hacer igual a uno.

$$f_p = f_{p1} * f_{p2}, \text{ si } f_p > 1 \text{ entonces } f_p = 1$$

Multiplicar el factor de corrección f_p por la velocidad de automóviles a flujo restringido V_2 para obtener la velocidad del tránsito mixto a flujo restringido, para las condiciones estudiadas y en tangente, V_3 .

$$V_3 = V_2 * f_p$$

- Hallar la velocidad máxima que permite la curva más cerrada del sector en estudio, V_c , de la tabla 12, conociendo su radio de curvatura.

- Comparar V_3 con V_c . Si V_c resulta menor que V_3 , habrá que calcular la velocidad media de recorrido V con la Hoja de Trabajo No. 2, que se presenta en la figura 4. Si V_c resulta mayor o igual que V_3 , se designa V_3 como V .

$$\text{Si } V_3 \leq V_c, V = V_3$$

Si $V_3 > V_c$, calcular V siguiendo el procedimiento indicado en la Hoja de Trabajo No. 2.

Esta velocidad V , corresponde a la velocidad media del tránsito mixto, a flujo restringido para las en condiciones estudiadas, en todo el sector de análisis.

- Con el valor de la velocidad media V , entrar a la tabla 13 y determinar el nivel de servicio.

CARRETERAS DE DOS CARRILES
ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO
VELOCIDAD MEDIA CUANDO LA CURVATURA LA LIMITA

DESCRIPCIÓN VARIABLE	PROCEDECENCIA	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Longitud del sector	Hoja de Trabajo N° 1	L =		km
Deflexión de la curva	Hoja de Trabajo N° 1	Df =		°
Velocidad en tangente	Hoja de Trabajo N° 1	V ₃ =		km/h
Radio de la curva	Hoja de Trabajo N° 1	R =		m
Longitud curva	$R * D_f * \pi / 180$	Lc =		m
Longitud acelerando y decelerando	130 + Lc	Lda =		m
Recorrido con velocidad V ₃	1000 * L - Lda	L ₃ =		m
si L ₃ ≤ 0 → Velocidad media = Vc		V =		km/h
si L ₃ > 0 proseguir los cálculos				
Tiempo de velocidad V ₃	$3.6 * L_3 / V_3$	T ₃ =		s
Tiempo decelerando y acelerando	$td_1 = \frac{[-0.278 V_3 + (0.077 * V_3^2 - 49.40)^{1/2}] * 2}{-0.19}$	Tda =		s
	$td_2 = \frac{-0.267 V_3 + (0.071 * V_3^2 - 0.60 Lc)^{1/2}}{-0.30}$			
	$td_a = \frac{-0.256 V_3 + (0.065 * V_3^2 + 0.20 * Lc)^{1/2}}{0.10}$			
$Tda = td_1 + td_2 + td_a$				
Tiempo total de recorrido	T ₃ + Tda	T =		s
Velocidad media	$3600 * L / T$	V =		km/h

HOJA DE TRABAJO N° 2
FIGURA 4.

TABLA 6. Velocidad media ideal de automóviles a flujo libre en pendientes ascendentes (V_i)*

PEND. ASC. %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)											
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
0	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
1	88	86	86	86	85	85	85	85	85	85	85	85
2	86	82	81	81	80	80	80	80	80	80	80	80
3	83	79	77	76	75	75	75	75	75	75	75	75
4	82	77	74	72	70	70	69	69	69	69	68	68
5	81	74	70	68	66	66	65	65	64	64	64	64
6	80	73	67	65	63	62	61	61	60	60	60	60
7	85	69	63	60	59	56	55	55	54	54	54	54
8	76	66	60	55	54	52	51	51	50	50	49	49
9	70	59	52	49	48	46	44	44	43	43	43	43
10	66	52	46	42	41	40	39	38	38	37	37	37
11	61	46	39	38	35	34	33	31	31	30	30	30
12	55	39	34	30	29	27	27	26	26	25	25	25

* Valores inferidos de datos de campo colombianos

TABLA 7. Factores de corrección al nivel de servicio por el efecto de la utilización de la capacidad (f_w)*

RELACIÓN VOLUMEN/CAPACIDAD Q/C60	FACTOR DE CORRECCIÓN
0.1	0.99
0.2	0.98
0.3	0.96
0.4	0.92
0.5	0.87
0.6	0.82
0.7	0.75
0.8	0.68
0.9	0.59
1.0	0.50

* Inferidos de la relación volumen/velocidad determinada con datos de campo colombianos

TABLA 8. Factores de corrección al nivel de servicio por el estado de la superficie de rodadura (f_{sr})*

VELOCIDAD (km/h) V_1	IRI > 6 mm/m	IRI 4 a 6 mm/m	IRI 2 a 4 mm/m
	ÁREA AFECTADA Mayor del 30 %	ÁREA AFECTADA Del 15 al 30 %	ÁREA AFECTADA Menor del 15 %
	Nivel Funcional 2	Nivel Funcional 3	Nivel Funcional 4 ó 5
20	1.00	1.00	1.00
30	0.99	0.99	1.00
40	0.97	0.98	1.00
50	0.93	0.95	1.00
60	0.88	0.92	0.98
70	0.81	0.87	0.97
80	0.73	0.82	0.96
90	0.63	0.75	0.94

* Valores inferidos de datos de campo colombianos.

TABLA 9. Factores de corrección al nivel de servicio por efecto combinado del ancho de carril y berma (f_{cb})*

ANCHO UTILIZABLE DE LA BERMA (m)	ANCHO DEL CARRIL (m)				
	3.65	3.50	3.30	3.00	2.70
1.80	1.00	0.97	0.93	0.85	0.73
1.50	0.98	0.95	0.91	0.83	0.71
1.20	0.96	0.93	0.89	0.81	0.70
1.00	0.95	0.92	0.88	0.80	0.69
0.50	0.91	0.88	0.84	0.76	0.66
0.00	0.88	0.85	0.81	0.73	0.63

* Interpolados de los valores del HCM⁴

Nota: Se han realizado mediciones de velocidades altas en anchos de carril superiores a 3.65 m ó bermas incorporadas a la calzada superiores a 1.80 m y con pavimento en buen estado.

⁴Transportation Research Board *Op Cit.*, p. 8-9

TABLA 10. Factores de corrección al nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (f_{p1})*

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN km/h, (V_2)					
		≥ 90	80	70	60	50	≤ 40
0	Todas	0.85	0.88	0.92	0.97	1.00	1.00
1	0.5	0.84	0.88	0.91	0.96	1.00	1.00
	1.0	0.80	0.84	0.89	0.95	1.00	1.00
	1.5	0.76	0.82	0.88	0.95	1.00	1.00
	2.0	0.75	0.82	0.88	0.95	1.00	1.00
	2.5	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00
	3.0	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00
	≥3.5	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00
2	0.5	x	0.00	0.91	0.95	1.00	1.00
	1.0	x	0.87	0.87	0.93	1.00	1.00
	1.5	x	0.82	0.85	0.92	0.99	1.00
	2.0	x	0.79	0.84	0.92	0.98	1.00
	2.5	x	0.79	0.84	0.92	0.98	1.00
	3.0	x	0.78	0.84	0.92	0.98	1.00
	≥3.5	x	0.77	0.84	0.92	0.98	1.00
3	0.5	x	0.84	0.88	0.92	0.98	1.00
	1.0	x	0.79	0.84	0.89	0.97	1.00
	1.5	x	0.75	0.80	0.87	0.95	1.00
	2.0	x	0.74	0.80	0.87	0.95	1.00
	2.5	x	0.73	0.79	0.87	0.95	1.00
	≥3.0	x	0.73	0.79	0.86	0.95	1.00
4	0.5	x	0.82	0.86	0.91	0.97	1.00
	1.0	x	0.77	0.81	0.87	0.95	1.00
	1.5	x	0.72	0.77	0.84	0.92	1.00
	2.0	x	0.72	0.77	0.83	0.92	1.00
	2.5	x	0.71	0.76	0.83	0.91	1.00
	3.0	x	0.71	0.75	0.82	0.91	1.00
	≥3.5	x	0.70	0.74	0.82	0.91	1.00

Continuación tabla 10.

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN km/h, (V ₂)						
		≥ 80	70	60	50	40	30	≤ 20
5	0.5	0.81	0.85	0.89	0.95	1.00	1.00	1.00
	1.0	0.70	0.76	0.81	0.89	0.99	1.00	1.00
	1.5	0.68	0.73	0.79	0.87	0.97	1.00	1.00
	2.0	0.67	0.72	0.78	0.86	0.97	1.00	1.00
	2.5	0.66	0.71	0.77	0.86	0.96	1.00	1.00
	3.0	0.66	0.71	0.77	0.85	0.96	1.00	1.00
	≥3.5	0.66	0.70	0.76	0.85	0.95	1.00	1.00
6	0.5	0.75	0.79	0.84	0.90	0.98	1.00	1.00
	1.0	0.64	0.69	0.75	0.82	0.92	1.00	1.00
	1.5	0.63	0.67	0.73	0.80	0.90	1.00	1.00
	2.0	0.62	0.67	0.72	0.80	0.90	1.00	1.00
	2.5	0.62	0.66	0.71	0.79	0.90	1.00	1.00
	3.0	0.62	0.66	0.71	0.79	0.90	1.00	1.00
	≥3.5	0.61	0.66	0.71	0.78	0.89	1.00	1.00
7	0.5	0.72	0.76	0.81	0.86	0.94	1.00	1.00
	1.0	0.61	0.65	0.70	0.76	0.87	1.00	1.00
	1.5	0.60	0.63	0.69	0.75	0.85	0.99	1.00
	2.0	0.59	0.63	0.68	0.74	0.84	0.98	1.00
	2.5	0.59	0.62	0.67	0.73	0.83	0.97	1.00
	3.0	0.59	0.62	0.67	0.73	0.83	0.97	1.00
	≥4.0	0.58	0.61	0.66	0.73	0.82	0.96	1.00
8	0.5	0.68	0.72	0.77	0.82	0.90	1.00	1.00
	1.0	0.58	0.61	0.65	0.72	0.80	0.95	1.00
	1.5	0.57	0.60	0.64	0.70	0.78	0.92	1.00
	2.0	0.56	0.59	0.63	0.69	0.77	0.91	1.00
	2.5	0.56	0.59	0.63	0.68	0.76	0.90	1.00
	3.0	0.56	0.59	0.62	0.68	0.76	0.89	1.00
	3.5	0.56	0.58	0.62	0.68	0.75	0.89	1.00
	4.0	0.56	0.58	0.62	0.67	0.75	0.89	1.00
≥4.5	0.55	0.58	0.62	0.67	0.75	0.89	1.00	

Continuación tabla 10.

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN km/h, (V ₂)						
		≥ 70	60	50	40	30	20	≤ 10
9	0.5	0.65	0.70	0.75	0.83	0.95	1.00	1.00
	1.0	0.57	0.61	0.66	0.74	0.86	1.00	1.00
	1.5	0.56	0.59	0.64	0.72	0.83	1.00	1.00
	2.0	0.56	0.59	0.63	0.71	0.82	1.00	1.00
	2.5	0.55	0.58	0.63	0.70	0.81	1.00	1.00
	3.0	0.55	0.58	0.62	0.70	0.81	1.00	1.00
	3.5	0.55	0.58	0.62	0.69	0.81	1.00	1.00
	≥4.0	0.55	0.57	0.62	0.69	0.80	1.00	1.00
10	0.5	0.61	0.65	0.71	0.79	0.91	1.00	1.00
	1.0	0.55	0.58	0.62	0.69	0.80	1.00	1.00
	1.5	0.53	0.57	0.61	0.67	0.77	0.97	1.00
	2.0	0.52	0.55	0.59	0.65	0.76	0.95	1.00
	2.5	0.52	0.55	0.59	0.65	0.75	0.94	1.00
	3.0	0.52	0.55	0.59	0.64	0.74	0.93	1.00
	3.5	0.52	0.55	0.58	0.64	0.74	0.93	1.00
	≥4.0	0.51	0.54	0.58	0.63	0.73	0.92	1.00
11	0.5	x	0.60	0.65	0.73	0.85	1.00	1.00
	1.0	x	0.55	0.59	0.64	0.74	0.93	1.00
	1.5	x	0.53	0.57	0.62	0.71	0.88	1.00
	2.0	x	0.52	0.56	0.61	0.69	0.86	1.00
	2.5	x	0.52	0.55	0.60	0.68	0.85	1.00
	3.0	x	0.51	0.55	0.60	0.68	0.84	1.00
	3.5	x	0.51	0.55	0.59	0.67	0.84	1.00
	≥4.0	x	0.51	0.54	0.59	0.67	0.83	1.00

Continuación tabla 10:

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMÓVILES EN km/h, (V ₂)					
		≥ 60	50	40	30	20	≤ 10
12	0.5	0.55	0.59	0.65	0.75	0.94	1.00
	1.0	0.51	0.54	0.60	0.67	0.83	1.00
	1.5	0.50	0.53	0.58	0.65	0.79	1.00
	2.0	0.49	0.52	0.57	0.63	0.78	1.00
	2.5	0.49	0.52	0.56	0.63	0.77	1.00
	3.0	0.49	0.51	0.56	0.62	0.75	1.00
	3.5	0.48	0.51	0.55	0.62	0.75	1.00
	4.0	0.48	0.51	0.55	0.62	0.75	1.00
	≥4.5	0.48	0.51	0.55	0.61	0.74	1.00

* Esta tabla está basada en el trabajo de investigación realizado por Herrera⁵. Se ha calculado suponiendo un volumen de 400 vehículos por hora en ambos sentidos y 30% de vehículos pesados. Los factores de corrección para otras condiciones se obtienen multiplicando estos valores por los factores de la tabla 11.

x: Significa que la pendiente y su longitud no permiten que se alcance la velocidad especificada.

TABLA 11. Factores de corrección por la presencia de vehículos pesados (f_{p2})

PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS	VOLÚMENES EN AMBOS SENTIDOS (veh/h)								
	≤50	100	200	300	400	500	600	800	≥1000
0	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
10	1.07	1.07	1.07	1.07	1.06	1.05	1.04	1.02	1.00
20	1.04	1.04	1.03	1.03	1.02	1.01	0.99	0.97	0.96
30	1.02	1.01	1.00	1.00	1.00	0.98	0.97	0.96	0.95
40	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94
50	0.98	0.97	0.95	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
60	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
70	0.93	0.92	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
80	0.92	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
90	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
100	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88

* Basada en el trabajo de investigación realizado por Herrera⁶

⁵Herrera. Op. Cit. p 99

⁶ibid., p 101.

TABLA 12. Velocidad máxima que permite la curva más cerrada del sector (V_c)*.

RADIO DE CURVATURA (m)	VELOCIDAD MÁXIMA** (km/h)
20	37
40	46
60	51
80	54
100	57
150	62
200	66
300	71
400	74
500	77

* Se supone que la curva tiene peralte adecuado

** Valores basados en datos de campo tomados en carreteras colombianas

TABLA 13. Velocidades en km/h que determinan los niveles de servicio por tipo de terreno *

Tipo de Terreno (Pendiente longitudinal)	NIVELES DE SERVICIO					
	A	B	C	D	E	F
Plano (< 3%)	> 83	72 - 83	62 - 72	52 - 62	42 - 52	≤ 42
Ondulado (≥ 3 - < 6%)	> 68	59 - 68	51 - 59	43 - 51	34 - 43	≤ 34
Montañoso (≥ 6 - < 8%)	> 52	45 - 52	39 - 45	33 - 39	26 - 33	≤ 26
Escarpado (≥ 8%)	> 36	31 - 36	27 - 31	23 - 27	18 - 23	≤ 18

* Valores basados en datos de campo tomados en carreteras colombianas.



EJEMPLO DE APLICACIÓN

RUTA : 90 San Bernardo del Viento - Paraguachón
TRAMO : 05 San Onofre - El Amparo (Cartagena)
SECTOR : Cruz del Viso (km 62) - Arjona (km 81)
ABSCISA : km 76+100

- **Características de la vía**

Ancho de carril : 3.50 m
Ancho de berma : 1.80 m
Tipo de terreno y pendiente promedio : Plano, 0%
Longitud del sector : 2 km
Radio de la curva más cerrada : 40 m
Deflexión de la curva : 60 °
Estado de la superficie de rodadura : IRI = 4.0 mm/m

- **Características del tránsito**

Distribución por sentidos : 50/50
Porcentaje de zonas de no rebase : 20%
Composición vehicular
% automóviles : 60
% buses y camiones : 40
Volumen horario total ambos sentidos (Q) : 247 veh/h

- ¿Cuál es la capacidad ?
- ¿Qué nivel de servicio brinda el sector de vía ?

SOLUCIÓN

• CÁLCULO DE LA CAPACIDAD

Capacidad en condiciones ideales (C_i)
en ambos sentidos = 3200 veh/hora

a) $F_{pe} = 1.00$ (tabla 1, pendiente 0%, tránsito cuesta arriba 50 %)

b) $F_d = 1.00$ (tabla 2, zonas de no rebase 20%, distribución por sentidos 50 %)

c) $F_{cb} = 0.99$ (tabla 3, ancho berma 1.80 m y ancho de carril 3.50 m)

d) $F_p = 0.84$ (tabla 4, pendiente 0%, longitud del sector 2 km, porcentaje
vehículos pesados 40%)

CAPACIDAD DEL SECTOR EN VEHÍCULOS MIXTOS POR HORA EN AMBOS SENTIDOS, SIN TENER EN CUENTA VARIACIONES ALEATORIAS

e) $C_{60} = C_i * F_{pe} * F_d * F_{cb} * F_p$

$$C_{60} = 3200 * 1.00 * 1.00 * 0.99 * 0.84 = 2661 \text{ veh/h}$$

CAPACIDAD DEL SECTOR EN VEHÍCULOS MIXTOS POR HORA EN AMBOS SENTIDOS, TENIENDO EN CUENTA LAS VARIACIONES DEL VOLUMEN DURANTE EL PERIODO DE CINCO MINUTOS DE LA HORA PICO

f) $C_5 = C_{60} * FPH$

$$FPH = 0.963 \text{ (tabla 5, volumen horario } C_{60} = 2661 \text{ veh/h)}$$

$$C_5 = 2661 * 0.963 = 2563 \text{ veh/h}$$

g) $Q / C_{60} = 247 / 2661 = 0.09$

h) $Q / C_5 = 247 / 2563 = 0.10$

Ver figura 5 (formato de Hoja de Trabajo No 1).

• **CÁLCULO DEL NIVEL DE SERVICIO**

a) $V_i = 90$ km/h (tabla 6, pendiente 0%, longitud del sector 2 km)

b) $f_u = 0.99$ (tabla 7, $Q / C_{60} = 0.09$)

Volumen total en ambos sentidos (Q) = 247 veh/h

Capacidad $C_{60} = 2661$ veh/h, entonces:

$$Q / C_{60} = 247 / 2661 = 0.09$$

c) $V_1 = V_i * f_u$

$$V_1 = 90 * 0.99 = 89.1 \text{ km/h}$$

d) $f_{sr} = 0.756$ (tabla 8, IRI = 4.0 mm/m, velocidad V_i : 89.1 km/h)

e) $f_{cb} = 0.97$ (tabla 9, ancho berma 1.80 m y ancho de carril 3.50 m)

f) $V_2 = V_1 * f_{sr} * f_{cb}$

$$V_2 = 89.1 * 0.756 * 0.97 = 65.3 \text{ km/h}$$

g) $f_{p1} = 0.945$ (tabla 10, velocidad V_2 : 65.3 km/h, longitud del sector 2 km y pendiente 0%)

h) $f_{p2} = 0.975$ (tabla 11, 40% de vehiculos pesados, volumen en ambos sentidos : 247 veh/h)

i) $f_p = f_{p1} * f_{p2}$; si $f_p > 1$ entonces $f_p = 1$

$$f_p = 0.945 * 0.975 = 0.921$$

j) $V_3 = V_2 * f_p$

$$V_3 = 65.3 * 0.921 = 60.14 \text{ km/h}$$

k) $V_c = 46$ km/h (tabla 12, radio de la curva más cerrada del sector 40 m)

l) Se compara V_3 con V_c

Si $V_3 > V_c$, calcular V siguien

do el procedimiento indicado en la Hoja de Trabajo No. 2. (figura 6).

60.14 > 46, entonces se calcula V con la Hoja de Trabajo N°. 2.

• PROCEDIMIENTO INDICADO EN LA HOJA DE TRABAJO No. 2

m) Cálculo de la longitud L_c , longitud de la curva:

$$L_c = R * Df \quad (m)$$

$$L_c = 40 * (60 * \pi / 180)$$

$$L_c = 40 * 1.047 = 42 \text{ m}$$

n) Cálculo de la longitud L_{da} , requerida para decelerar y acelerar en la entrada y salida a una curva:

$$L_{da} = (130 + L_c) \quad (m)$$

$$L_{da} = (130 + 42) = 172 \text{ m}$$

o) Longitud L_3 , del sector que se recorre con velocidad (V_3) no limitada por la curvatura.

$$L_3 = 1000 * L - L_{da} \quad (m)$$

$$L_3 = 1000 * 2 - 172 = 1828 \text{ m}$$

Si $L_3 \leq 0 \rightarrow$ Velocidad media = V_c y por lo tanto se continúa con el paso

t). En caso contrario si $L_3 > 0 \rightarrow$ Proseguir cálculos, paso p).

$$1828 \text{ m} > 0$$

p) Cálculo del tiempo de recorrido (T_3) con velocidad en tangente (V_3)

$$T_3 = 3.6 * L_3 / V_3 \quad (s)$$

$$T_3 = 3.6 * 1828 / 60.14 = 109.4 \text{ s}$$

q) Cálculo de los tiempos de recorrido en curva, en aceleraciones y deceleraciones

$$t_{d1} = \frac{[-0.278 V_3 + (0.077 * V_3^2 - 49.4)^{1/2}] * 2}{-0.19}$$

$$t_{d2} = \frac{-0.267 V_3 + [0.071 * V_3^2 - 0.60 * L_c]^{1/2}}{-0.30}$$

$$t_s = \frac{-0.256 V_3 + [0.065 * V_3^2 + 0.20 * L_c]^{1/2}}{0.10}$$

$$t_{d1} = \frac{[-0.278 * 60.14 + (0.077 * 60.14^2 - 49.4)^{1/2}] * 2}{-0.19} = 16.7 \text{ s}$$

$$t_{d2} = \frac{-0.267 * 60.14 + [0.071 * 60.14^2 - 0.60 * 42]^{1/2}}{-0.30} = 2.8 \text{ s}$$

$$t_s = \frac{-0.256 * 60.14 + [0.065 * 60.14^2 + 0.20 * 42]^{1/2}}{0.10} = 2.1 \text{ s}$$

$$T_{da} = t_{d1} + t_{d2} + t_s \text{ (s)}$$

$$T_{da} = 16.7 + 2.8 + 2.1 = 21.6 \text{ s}$$

r) El tiempo total (T) invertido para recorrer el sector es la suma de los tiempos anteriores:

$$T = T_3 + T_{da} \text{ (s)}$$

$$T = 109.4 + 21.6 = 131.2 \text{ s}$$

VELOCIDAD MEDIA DEL TRÁNSITO MIXTO A FLUJO RESTRINGIDO

s) La velocidad media de recorrido (V) será entonces:

$$V = 3600 * L / T \quad (km/h)$$

$$V = 3600 * 2 / 131.2 = 54.88 \text{ km/h}$$

- **NIVEL DE SERVICIO**

t) Entrando a la tabla 13, conociendo tipo de terreno (plano) y velocidad media $V = 54.88 \text{ km/h}$, se obtiene un nivel de servicio D.

El sector Cruz del Viso - Arjona ofrece un nivel de servicio D.

Ver figura 5 (formato Hoja de Trabajo N°. 1) y figura 6 (formato Hoja de Trabajo N°. 2)

- **COMENTARIOS A LOS RESULTADOS:**

Los resultados obtenidos demuestran que las relaciones volumen/capacidad son menores a 0.10, situación que normalmente se presenta en carreteras Colombianas.

En cuanto a los resultados encontrados en el nivel de servicio se pueden analizar varios aspectos:

- Las condiciones de la vía parecen ser adecuadas; sin embargo, el estado de la superficie de rodadura es deficiente, razón por la cual la velocidad ideal de 90 km/h se reduce en cerca de un 25%.
- El porcentaje de vehículos pesados (buses + camiones) es alto: 40 %.
- El efecto de la curva más cerrada reduce en aproximadamente 10% la velocidad.
- Este ejemplo es una buena muestra de la preponderancia de los factores relacionados con la vía sobre los del tránsito. Esta vía ofrece un nivel de servicio D a pesar de que los volúmenes son muy bajos.
- La medida recomendada para elevar el nivel de servicio es el mejoramiento de la superficie de rodadura.

**CARRETERAS DE DOS CARRILES
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO**

TRAMO: 9005 SECTOR: 03 SECTOR: TÍPICO
 NOMBRE: Cruz del Viso - Arjona CRÍTICO X
 CALCULÓ: L.FAP REVISÓ: CAAV FECHA: Sep. 29/96

1. DATOS GEOMÉTRICOS Y DE TRÁNSITO

BERMA	1.8 m	TIPO DE TERRENO (P,O,M,E). PENDIENTE (%) LONGITUD (km). RADIO DE LA CURVA MÁS CERRADA (m) DEFLEXIÓN DE LA CURVA (grados).	P
CALZADA	7.0 m		0
			2
			40
BERMA	1.8 m		60

ESTADO SUPERFICIE RODADURA. IRI 4.0 (mm/m) o ÁREA AFECTADA (%) o N.F. (2 a 5)
 VOLUMEN TOTAL EN AMBOS SENTIDOS (Q). 247 veh/h
 DISTRIBUCIÓN POR SENTIDOS (Ascenso/Descenso): 50 / 50 %
 COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO: A: 60 % B: 10 % C: 30 % B+C: 40 %
 ZONAS DE NO REBASE: 20 %

2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD (C₆₀ y C₅)

F _{de} x (TABLA 1)	F _d x (TABLA 2)	F _{cb} x (TABLA 3)	F _p x (TABLA 4)	C ₁ = (veh/h)	C ₆₀ (veh/h)
1.00	1.00	0.99	0.84	3.200	2.661

C ₆₀ x (veh/h)	FPH = (TABLA 5)	C ₅ (veh/h)
2.661	0.963	2.563

Q +	C ₆₀ =	Q/C ₆₀
247	2.661	0.09

Q -	C ₅ =	Q/C ₅
247	2.563	0.10

3. CÁLCULO DEL NIVEL DE SERVICIO

V ₁ x (TABLA 6)	f _u = (TABLA 7)	V ₁ (km/h)
90	0.99	89.1

f _{sr} x (TABLA 8)	f _{cb} x (TABLA 9)	V ₁ = (km/h)	V ₂ ↓ (km/h)
0.756	0.97	89.1	65.3

f _{d1} x (TABLA 10)	f _{d2} = (TABLA 11)	f _p x	V ₂ = DE (1)	V ₃ (2) (km/h)
0.945	0.975	0.921	65.3	60.14

V _c (km/h) (TABLA 12)
46

Si f_p > 1.00 hacer f_p = 1.00

COMPARAR

Si V ₃ ≤ V _c . V = V ₃ (DE 2)	V (DE 2 ó 3)
Si V ₃ > V _c CALCULAR V CON LA HOJA DE TRABAJO No 2 3.	
54.88	

NIVEL DE SERVICIO (TABLA 13)
D

HOJA DE TRABAJO N° 1
FIGURA 5.

CARRETERAS DE DOS CARRILES
ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO
VELOCIDAD MEDIA CUANDO LA CURVATURA LA LIMITA

DESCRIPCIÓN VARIABLE	PROCEDENCIA	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Longitud del sector	Hoja de Trabajo N° 1	$L =$	2	km
Deflexión de la curva	Hoja de Trabajo N° 1 ($D_f \cdot \pi / 180$)	$D_f =$	1 047	rad
Velocidad en tangente	Hoja de Trabajo N° 1	$V_3 =$	60.14	km/h
Radio de la curva	Hoja de Trabajo N° 1	$R =$	40	m
Longitud curva	$R \cdot D_f$ (radianes)	$L_c =$	42	m
Longitud acelerando y decelerando	$130 + L_c$	$L_{da} =$	172	m
Recorrido con velocidad V_3	$1000 \cdot L - L_{da}$	$L_3 =$	1828	m
si $L_3 \leq 0 \rightarrow$ Velocidad media = V_c		$V =$	-	km/h
si $L_3 > 0$ proseguir los cálculos				
Tiempo de velocidad V_3	$3.6 \cdot L_3 / V_3$	$T_3 =$	109.4	s
Tiempo decelerando y acelerando	$td_1 = \frac{[-0.278 V_3 + (0.077 \cdot V_3^2 - 49.40)^{1/2}] \cdot 2}{-0.19}$ $td_2 = \frac{-0.267 V_3 + (0.071 \cdot V_3^2 - 0.60 L_c)^{1/2}}{-0.30}$ $td_3 = \frac{-0.256 V_3 + (0.065 \cdot V_3^2 + 0.20 \cdot L_c)^{1/2}}{0.10}$ $T_{da} = td_1 + td_2 + td_3$	$T_{da} =$	21.6	s
Tiempo total de recorrido	$T_3 + T_{da}$	$T =$	131.2	s
Velocidad media	$3600 \cdot L / T$	$V =$	54.88	km/h

HOJA DE TRABAJO N° 2

FIGURA 6.

GUÍA DEL PROGRAMA DE COMPUTADOR CNS97



5.1. INTRODUCCIÓN

Este programa fue diseñado en el marco de la Investigación de Capacidad, Niveles de Servicio y Mejoras de Carreteras de Dos Carriles (1a. Etapa), con los propósitos de estructurar las bases de datos con la información de entrada requerida, efectuar los cálculos de capacidad y niveles de servicio, y obtener informes personalizados con el nivel de detalle que necesite el usuario.

El paquete se concibe con una perspectiva dinámica, en el sentido que permite actualizar las bases de datos, o trabajar con tramos aislados, dependiendo del interés del usuario.

El CNS97 está cifrado en lenguaje QUICK BASIC, es de fácil manejo, y no requiere de un instructivo especial. En su desarrollo se utilizaron todas las ventajas que ofrecen los microcomputadores actuales.

El programa ofrece dos opciones:

- Trabajar con la nomenclatura vial del Instituto Nacional de Vías (INV), considerando la red a su cargo, para lo cual se dispone de una base de datos con la información promedio respecto a características de vía y tránsito, obtenida de los registros suministrados por los Administradores de Mantenimiento Vial. Esta información puede ser actualizada por el usuario.
- Como un sector aislado, independiente de la red del INV.

En ambos casos los cálculos y resultados se presentan de una manera similar.

5.2. INSTALACIÓN DEL PROGRAMA

El programa cabe en un disco flexible de alta densidad y instalarse en el disco duro del computador, mediante la siguiente instrucción:

A:\>INSTALA C:

con la que se crea el directorio CNS97, que contiene el programa del mismo nombre.

5.3. INSTRUCCIONES BÁSICAS DE MANEJO

5.3.1. Inicio del programa. Para iniciar el programa debe accederse al directorio CNS97 y digitar el nombre del archivo ejecutable: CNS97.

- Encienda la computadora.
- Ingrese al directorio CNS97, así: C:\>CD CNS97 y "enter".
- Escriba CNS97 y "enter".

El usuario visualizará una pantalla con la apariencia que se muestra en la figura 7.

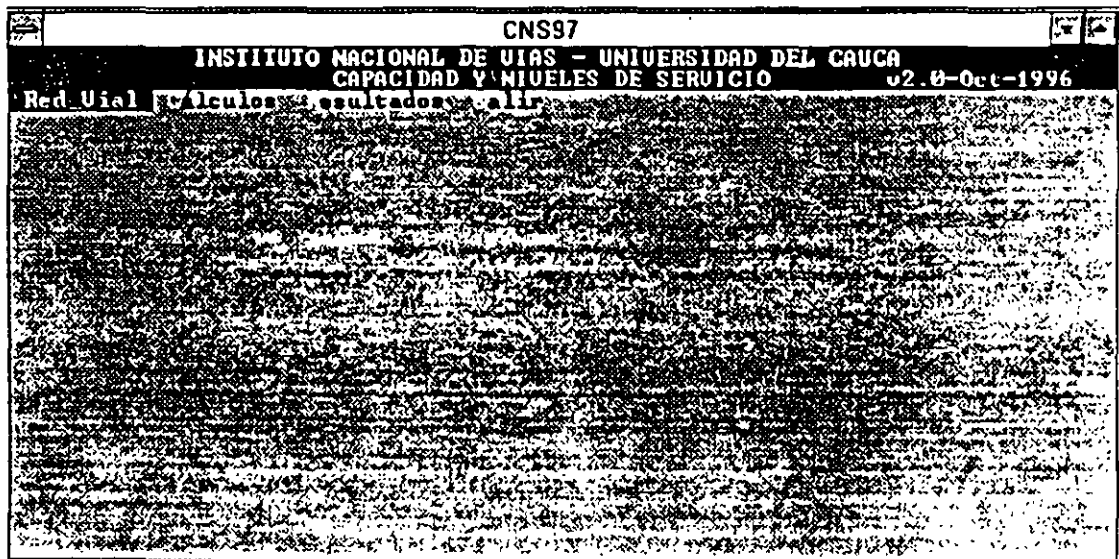


FIGURA 7. Menú principal del programa CNS97

5.3.2. Módulos del paquete. El paquete contiene cuatro módulos básicos:

- Red_Vial
- Cálculos
- Resultados
- Salir

A cada uno de éstos se puede acceder a través de las opciones del menú principal, e incluyen los aspectos que se escriben a continuación:

- **Red_Vial.** Este módulo permite la consulta, actualización o creación de registros de carreteras; en la figura 8 se muestra el menú de acceso al mismo, que ofrece cinco opciones:
 - Rutas
 - Regionales
 - Tramos
 - Sectores
 - Secciones

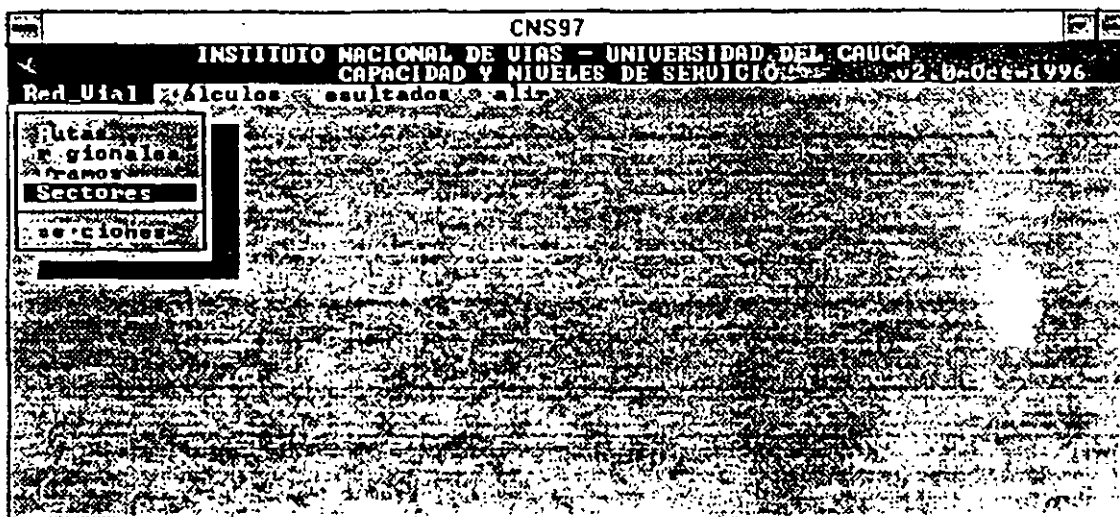


FIGURA 8. Opciones del menú RED_VIAL

- **Rutas.** Permite la consulta de las carreteras cuya función primordial es la integración de índole nacional o regional. Se identifican mediante un código de dos dígitos y el nombre. Se pueden listar las rutas existentes en la base de datos presionando la tecla F1, y solicitar información sobre una de ellas seleccionándola y presionando la tecla "enter".

- **Regionales.** Permite la consulta de las dependencias a nivel regional del Instituto Nacional de Vías. Se identifican mediante un número de dos cifras y el nombre. Se pueden listar las regionales existentes en la base de datos presionando la tecla F1, y acceder a la información de una de ellas seleccionándola y presionando la tecla "enter".
- **Tramos (o segmentos).** Corresponde a la información de rutas con longitud no mayor de 150 kilómetros, numeradas en forma continua. Se identifican mediante un código de dos dígitos, la descripción, el código de la ruta, el tipo y las abscisas que comprende. Se pueden listar las carreteras existentes en la base de datos presionando la tecla F1, y acceder a uno de los tramos seleccionándolo y presionando la tecla "enter".
- **Sectores.** Permite la consulta de partes de tramos con características de vía, tránsito y terreno, uniformes. Se identifican mediante un código del tramo conformado por dos dígitos, el sector, la descripción, el código de la regional y las abscisas que comprende. Se pueden listar primero el tramo al que pertenece y luego el sector que se requiere, presionando la tecla F1; ubicándose en el tramo deseado y presionando "enter" aparecerán los sectores a seleccionar.

Al seleccionar una de las cuatro opciones anteriores el usuario podrá entrar a definir las bases de configuración de la Red Vial a cargo del Instituto Nacional de Vías, y se encontrará con una pantalla con la apariencia de la que se muestra en la figura 9.

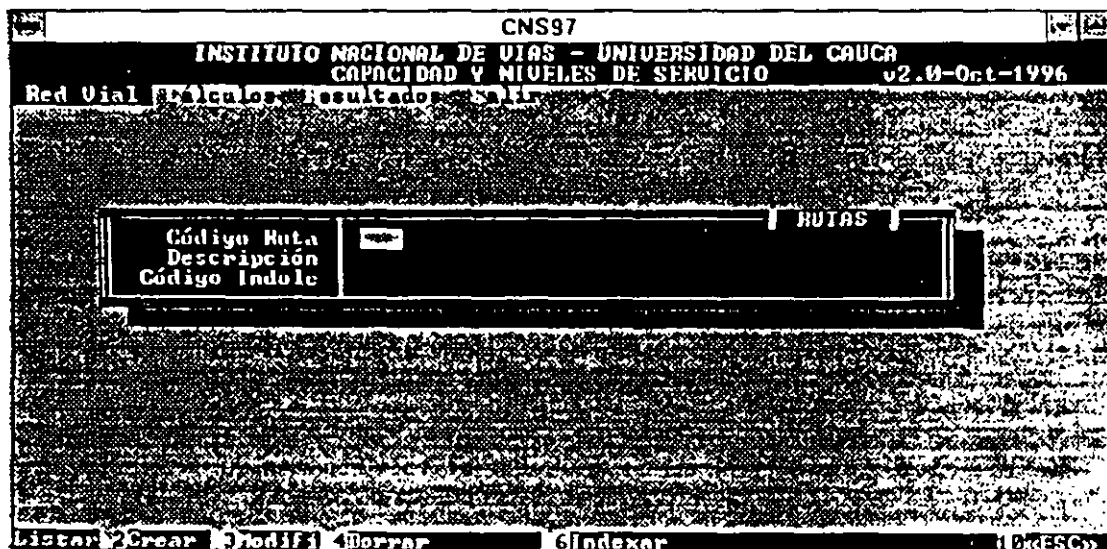


FIGURA 9. Acceso a las bases de datos de configuración

En la parte inferior de la pantalla que se muestra en la figura 9 se presentan las siguientes opciones:

F1 - Listar	Permite apreciar por pantalla todos los registros de la base solicitada.
F2 - Crear	Permite crear un nuevo registro en la base.
F3 - Modificar	Permite modificar la información referente a un registro ya creado.
F4 - Borrar	Permite eliminar un registro ya creado.
F6 - Indexar	Permite ordenar la base de datos solicitada.
F10 - Esc	Permite regresar al Menú Principal.

- **Secciones.** Corresponde a los trechos de un sector. Se identifican mediante un código y el sector correspondiente. Se pueden listar todas las secciones existentes en la base de datos presionando la tecla F1; de cada sección aparece la descripción, y al ubicarse sobre ella y presionar la tecla "enter" dos veces se desplegarán sus características. Cualquier actualización o corrección de la base de datos se puede realizar en esta pantalla. Presionando la tecla F6 se obtienen las Hojas de Trabajo y con la tecla F8 se aprecian sólo los resultados de capacidad, nivel de servicio y velocidad media; tal como se aprecia en las figuras 10 y 11.

CNS97

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS - UNIVERSIDAD DEL CAUCA
CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO v2.0-Oct-1996

Red Vial **Cálculos** resultados **análisis**

SECCIONES

Código Tramo : 1001 TUMACO - EL DIVISO
Sector : 01 TUMACO - ANCHA CLAY
Sección : 01

Absc_Inicial (m) : 3.25 Longitud(km) : 11 Tipo Terreno (POME) : P
Ancho Carril (m) : 6.5 Ancho Berma (m) : 1.1 Pendiente (%): 3.99
Radio Curva más Cerrada (m) : 32.69 Deflexión (°) : 37

Estado Superficie de Rodadura [1..3] : 1 Valor Estado : 3.28
Volumen en Ambos Sentidos (veh/h) : 85
Distribución por Sentidos (% Ascenso) : 50
Zonas de No Rebaje (%) : 20

Composición Vehicular = Estación de Conteo : 1135
%A : 71 %B : 5 %C : 24

Tipo Sección (C/T/O) : I Fecha Evaluación [dma] : 27/09/96

6 Hoja Trabajo 8 CNS 10341

FIGURA 10 - Información requerida para calcular la capacidad y el nivel de servicio

CNS97

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS - UNIVERSIDAD DEL CAUCA
CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO v2.0-Oct-1996

Red Vial **Cálculos** resultados **análisis**

SECCIONES

Código Tramo : 1001 TUMACO - EL DIVISO
Sector : 01 TUMACO - ANCHA CLAY
Sección : 01

Absc_Inicial (m) : 0 Longitud(km) : 11 Tipo Terreno (POME) : P
Ancho Carril (m) : 6.5 Ancho Berma (m) : 1.1 Pendiente (%): 3.99
Radio Curva más Cerrada (m) : 32.69 Deflexión (°) : 37

Estado Superficie de Rodadura [1..3] : 1 Valor Estado : 3.28
Volumen en Ambos Sentidos (veh/h) : 85
Distribución por Sentidos (% Ascenso) : 50
Zonas de No Rebaje (%) : 20

Composición Vehicular = Estación de Conteo : 1135
%A : 71 %B : 5 %C : 24

Tipo Sección (C/T/O) : I Fecha Evaluación [dma] : 27/09/96

6 Hoja Trabajo 8 CNS 10341

FIGURA 11 - Resultados por sector de análisis

- **Cálculos.** Esta opción procesa la información de secciones existentes en la Red Vial Nacional o de secciones nuevas, para utilizarla, el usuario dispone de una pantalla de trabajo como la que se muestra en la figura 12, que ofrece cuatro alternativas

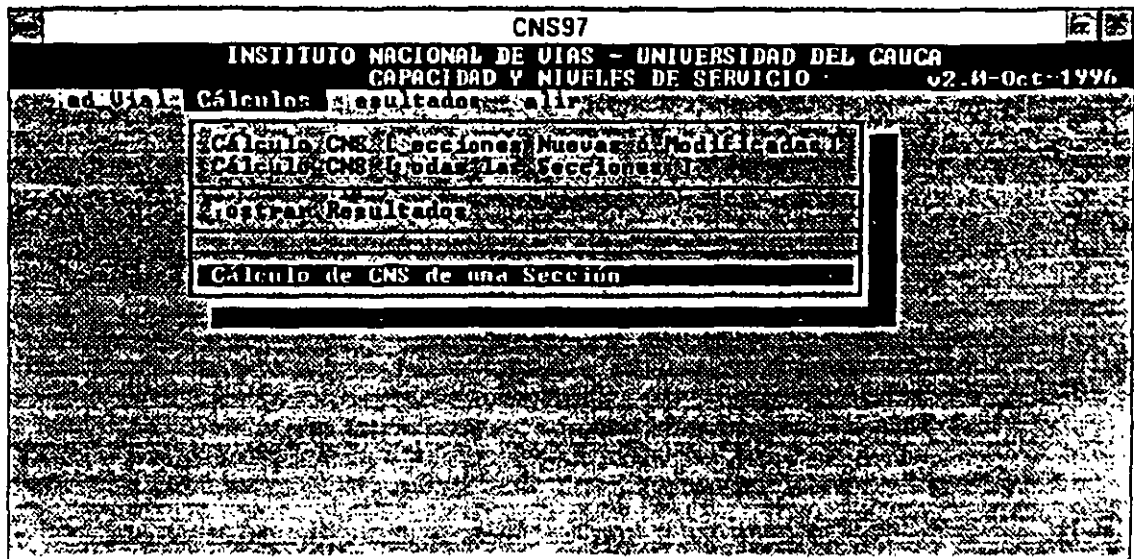


FIGURA 12. Opciones del menú cálculos

- **Cálculo CNS (secciones nuevas o modificadas).** Recalcula los parámetros de capacidad y niveles de servicio correspondiente a sectores del INV que hayan sido modificados o creados en la sesión de trabajo.
- **Cálculo CNS (todas la secciones).** Recalcula los parámetros de capacidad y niveles de servicio a todos los sectores de la red carretera del INV.
- **Mostrar resultados.** Presenta el listado de todas las secciones, con los resultados de capacidad, nivel de servicio, velocidad media y las características de los mismos.
- **Cálculo de CNS de una sección.** Permite calcular los parámetros de capacidad y niveles de servicio para una sección aislada. Esta opción del programa es equivalente a su antecesor el paquete MANOLO. El sector se identifica mediante un código. Se pueden listar todas las secciones en la base de datos presionando la tecla F1; de cada sección aparece la descripción, y puede seleccionarse ubicándose sobre ella y presionando "enter". Cualquier actualización o corrección de la base de datos se puede realizar en esta pantalla.

Si la sección es nueva se digita su código y se introducen los datos. Presionando la tecla F6 se obtienen la Hojas de Trabajo y con la tecla F8 se aprecian sólo los resultados de capacidad, nivel de servicio y velocidad media.

Al entrar a esta opción, se pregunta inicialmente por el código de la sección; al introducirlo, se solicita la información requerida para efectuar los cálculos. Lo anterior se efectúa en una pantalla como la que se muestra en la figura 13.

FIGURA 13. Efectuar cálculos en una sección aislada

- **Resultados.** Este módulo permite presentar y organizar los informes finales, bien sea de secciones de la Red Vial Nacional o nuevas; la pantalla de trabajo tiene la apariencia de la mostrada en la figura 14.

FIGURA 14. Menú de informes

Ofrece tres opciones:

- Límites para informes.
- Informe resumido.
- Informe detallado.

Para entrar a una cualquiera de estas opciones, el usuario debe realizar previamente los cálculos correspondientes.

- **Límites para informes.** Hace relación a parámetros específicos para estructurar el informe. Se identifica con un código, y mediante una pantalla que facilita la introducción de datos, permite la creación de informes personalizados que contienen únicamente los datos que desea el usuario.

En la figura 15 se presenta la pantalla de trabajo correspondiente a la formulación de las peticiones o límites para preparar los archivos de reporte. La presentación de resultados se puede realizar por pantalla o en papel. Además, se origina un archivo de texto, que puede ser leído por un procesador de palabras.

The screenshot shows a window titled 'CNS97' with a header bar containing 'INSTITUTO NACIONAL DE VIAS - UNIVERSIDAD DEL CAUCA', 'CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO', and the date '02.0-Oct-1996'. Below the header, there are menu options: 'Inicio', 'Cálculos', 'Resultados', and 'Salir'. The main area contains a form with the following fields:

Código Límites [0001]	R. Regional Tramo
	Tipo de terreno [P] Estado de superficie Tipo de acción
	Longitud (km) Ancho de Carril (m) Ancho de Berma (m) Pendiente (%) Ancho de Calzada (m) Volumen (Ueh/h) Distribución por Sentidos (%) Capacidad C60 Capacidad C5 Nivel de Servicio [C]

FIGURA 15. Formulación de peticiones para informes

- **Informe resumido.** Permite obtener por pantalla o por impresora la información de las secciones seleccionadas con los parámetros de rastreo asignados para la preparación del informe o reporte. En la figura 16 se presenta la apariencia de un informe resumido.

CNS97

UNIVERSIDAD DEL CAUCA e INSTITUTO NACIONAL DE VIAS
CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

LISTADO DE SECCIONES

Código Límite : 0001

Tramo-Sector-Scc	Nombre	Longitud (km)	CAPACIDAD			NS		
			C60	C5	Qc60	Qc5	NS13	Ue1
1001	02 01 AGUA CLARA - ESPRIELLA	29.0	2726	2634	0.03	0.03	C	69
1001	03 01 ESPRIELLA - LA GUAYACA	30.0	2636	2536	0.03	0.03	C	70
2103	04 01 Peaje Loricá	17.0	2678	2581	0.08	0.08	C	65
2504	08 01 C. DE PANCE-CALI	2.0	3010	2919	0.00	0.00	C	72
2505	05 01 CERRITO-GUACARI	13.0	2671	2574	0.27	0.28	C	62
2506	04 01 LA PAILA-ZARZAL	7.0	2630	2528	0.26	0.27	C	67
2506	05 01 ZARZAL-LA VICTORIA	17.0	2982	2893	0.00	0.00	C	71
2510	05 01 T. GIRAROTA - T. NATI	8.5	2471	2357	0.30	0.32	C	62
25C102	01 01 T. BALBOA - LA VIRGINIA	4.0	2650	2550	0.12	0.13	C	63
25RSA	01 01 PASO POR LA VIRGINIA	6.7	2977	2908	0.00	0.00	C	71
2607	01 01 GRANADA-LA LUNA (Puent	17.0	2472	2357	0.03	0.03	C	64
2609	01 01 CRUCE PUERTO RICO-PUER	34.0	2759	2671	0.00	0.00	C	69
2004	04 01 CHICORAL - CRUCE RUTA	9.0	2571	2464	0.31	0.32	C	69

FIGURA 16. Modelo informe resumido

- **Informe detallado.** Permite obtener por pantalla o por impresora las Hojas de Trabajo para las secciones seleccionadas con los parámetros de rastreo asignados para la preparación del informe o reporte. En la figura 17 se presenta un modelo del informe detallado.

UNIVERSIDAD DEL CAUCA e INSTITUTO NACIONAL DE VIAS
CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

HOJA DE CALCULO SECCION

DATOS INICIALES

Tramo : 1001 Sector : 02 Sección : 01
Nombre : AGUA CLARA - ESPRIELLA

Abscisa Inicial (n) : 11,000.0 Longitud (km) : 29.0
Ancho de Carril (n) : 3.5 Ancho de Berma (n) : 1.1
Tipo de Terreno : P (PLANO) Pendiente (%): 0.07
Radio Curva mas Cerrada (n) : 44.2 Deflexión (°) : 27

Estado Superficie de Rodadura : IRI (n/km) = 3.41

Volumen en Ambos Sentidos (Veh/h) : 85.0
Distribución (%Ascenso) : 50.0
Zonas de No Robase (x) : 20.0

Composición Vehicular = Estación de Censo : 1135
xA : 71 xB : 5 xC : 24

FIGURA 17. Modelo de informe detallado

- **Salir.** Esta opción retorna el control al sistema operativo; para activarla es necesario ubicarse en SALIR DOS y presionar la tecla "enter", como se muestra en la figura 18.

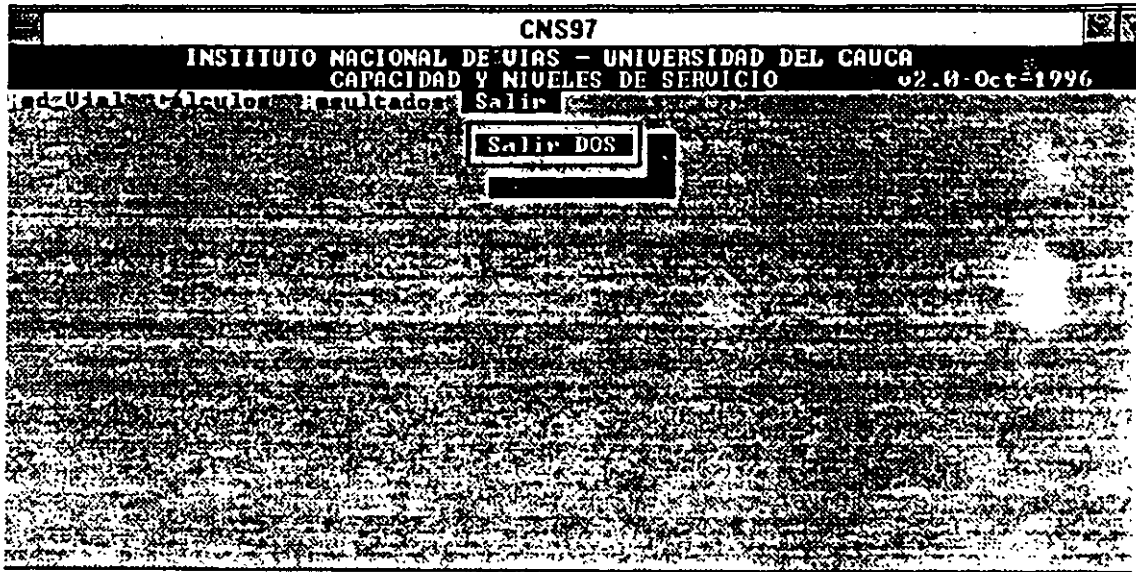


FIGURA 18. Menú salir al DOS

BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washington, 1994. 1044 p. : il. Contiene tablas y figuras.

ARCINIEGAS RUEDA, Ismael Enrique y SEPÚLVEDA SÁNCHEZ, Daniel. Estudio del efecto de la distribución por sentidos en la capacidad para carreteras de dos carriles. Santafé de Bogotá, 1994, 300 p : il. Trabajo de grado (Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de Ingeniería.

CERQUERA, Flor Ángela y LÓPEZ María Consuelo. Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de dos Carriles para Colombia. Fase II. Popayán, 1990. 196 p.: Tesis (Magister en Ingeniería de Tránsito y Transporte). Universidad del Cauca. Instituto de Posgrado en Vías e Ingeniería Civil.

DAZA D., Hugo Edmundo, OSORIO T. William Alberto y ZAMBRANO C., Ignacio. Efecto de la Curvatura en la Velocidad de los Vehículos considerando la Tortuosidad de la Vía. Popayán, 1996. 92 p. Tesis (Especialista en Ingeniería de Vías Terrestres) Universidad del Cauca. Instituto de Posgrado en Vías e Ingeniería Civil.

FALLA LOZANO, Jaime. Criterio geométrico para el diseño de carreteras. Santafé de Bogotá: 1970. 180 p. : Il.+ figuras y tablas. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

HERRERA, Juan Carlos. Determinación de factores de equivalencia vehicular para carreteras de dos carriles en Colombia Popayán, 1991. 150 p.: Il. Tesis (Magister en Ingeniería de Tránsito y Transporte). Universidad del Cauca. Instituto de Posgrado en Vías e Ingeniería Civil.

MANTILLA P., Jorge A. y MORENO E., Clara Elena. Efecto del estado de la superficie de rodadura en la velocidad promedio del flujo vehicular (Tercera Fase). Popayán, 1995. 70 p. Tesis (Especialista en Ingeniería de Vías Terrestres). Universidad del Cauca. Instituto de Posgrado en Vías e Ingeniería Civil.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE. Hacia una política de vías pavimentadas en Colombia. Santafé de Bogotá: 1982. s.p. Grupo de Apoyo y Mantenimiento Vial.

MOLINA, E.C. Poisson's exponential binomial limits. Table II-Acumulative terms. Princeton, New Jersey : Van Nostram [1942], 94 p.

MORENO, Luis; GUARDELA, Pedro y NIEVES, Jorge. Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de Dos Carriles para Colombia. Popayán, 1987. 170 p. : II. Tesis (Magister en Ingeniería de Tránsito y Transporte). Universidad del Cauca. Instituto de Posgrado en Vías e Ingeniería Civil.

OLARTE R., Rubén. Sistema Troncal Andino. Santafé de Bogotá, 1989. Anexo 3 Subdirección de Proyectos, División de Diseños, Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

PRIETO R., German Antonio. Efecto de la Curvatura en la Velocidad de los Vehículos. Popayán, 1994. 106 p. Tesis (Magister en Ingeniería de Vías Terrestres). Universidad del Cauca. Instituto de Posgrado en Vías e Ingeniería Civil.

RADELAT E., Guido Manual de Ingeniería de Tránsito. Kensington, 1996. Libro en preparación.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D.C. Manual de Capacidad de Carreteras. 1985 Madrid: 1987, 636 p. II. Única edición: contiene problemas resueltos. Traducido al idioma español por la Asociación Técnica de Carreteras. ISBN 84-398-9562-3

UNIVERSIDAD DEL CAUCA. Relación peso/potencia de camiones. Popayán, 1996. 24 p. + anexo. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N°. 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD DEL CAUCA Efecto de la curvatura en la velocidad. Popayán, 1996. 34 p Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD DEL CAUCA. Efecto del estado de la superficie de rodadura en la velocidad de los vehículos. Popayán, 1996. 23 p. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA. Adaptación del modelo Twopas al medio Colombiano. Santafé de Bogotá, 1996. 29 p. + anexo. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA. Verificación del estudio: Utilización total o parcial de la berma para la circulación del tránsito. Santafé de Bogotá. 1996. 33 p. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA - SEDE MEDELLÍN. Relación peso/potencia de camiones. Medellín. 1996. 26 p. + anexo. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA. Características del tránsito vehicular en cuanto a velocidad, flujo y densidad. Tunja. 1996. 59 p. + anexo. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA. Efecto de la distancia de visibilidad en las maniobras de adelantamiento. Tunja. 1996. 32 p. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA. Influencia de las zonas de no rebase en la velocidad de los vehículos. Tunja. 1996. 24 p. + anexo. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD DEL QUINDÍO. Efecto de la curvatura en la velocidad (Terreno montañoso). Armenia. 1996. 21 p. + anexo. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD DEL QUINDÍO. Efecto del ancho de carril y berma en la velocidad. Armenia, 1996. 21 p. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.

UNIVERSIDAD DEL QUINDÍO. Efecto de la señalización horizontal en la velocidad de los vehículos en terreno ondulado. Armenia, 1996. 24 p. + anexo. Informe de investigación. Convenio Interinstitucional N° 1014 de 1995 Instituto Nacional de Vías - Universidad del Cauca.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRÁNSITO

TEMA: ANÁLISIS DE LA DEMANDA

COORDINADOR GENERAL: ING. ROMAN VÁZQUEZ BERBER

COORDINADOR DEL MODULO IV: DR. GUIDO RADELAT E..

**EXPOSITOR: M EN C ANTONIO ALVARADO DOMÍNGUEZ.
PRIMAVERA 1997**

SEMINARIO INTERNACIONAL DE INGENIERIA DE
TRANSPORTE

ANALISIS
DE LA
DEMANDA

M. en C. ANTONIO ALVARADO DOMINGUEZ

MAYO DE 1997

OBJETIVO

La predicción de la demanda de viajes es un proceso de gran complejidad, ya que hace intervenir en forma conjunta tanto la evolución tecnológica en lo que respecta al equipamiento del transporte, como al surgimiento de nuevas metodologías para su análisis; por lo cual, cada vez se hace más necesario involucrar grupos interdisciplinarios, para intentar satisfacer las cada vez más apremiantes Implicaciones Ambientales, Económico-Financieras e Institucionales, a las que se encuentran estrechamente vinculados con los proyectos de Transporte Urbano.

El proceso de predicción de la demanda de viajes, corresponde a una de las etapas más importantes por realizar dentro del proceso de Planeación del Transporte. La cual involucra además la predicción de impactos de varias opciones de infraestructura, equipamiento, programas y políticas operativas (figura 1).

Así tenemos por ejemplo que a través de dicho proceso de predicción de la demanda de viajes, sería posible identificar las implicaciones que tendría el usuario del automóvil, ante la implementación de una drástica política tarifaria de estacionamientos en la zona centro de la Ciudad. O bien, inferir las reacciones de usuarios del automóvil ante un incremento en el precio de la gasolina.

A su vez, dicho esquema de predicción, nos permite anticipar las variaciones de la demanda tanto del Transporte Público como del Transporte Privado, en relación a variaciones en el comportamiento socioeconómico del área de estudio (población, ingreso, número de empleos, etc.), cambios en el uso de suelo; e inclusive toma en cuenta modificaciones de la propia infraestructura vial (número de carriles, intersecciones semaforizadas, puentes y pasos a desnivel, etc.) y del transporte público (nuevas rutas, frecuencias de paso, tiempos de viaje, tarifa, confort, etc.).

Como se ha podido observar el proceso de Planeación debe iniciarse desde la reestructuración Institucional, etapa en la cual el organismo a cargo de la Planeación Metropolitana del Transporte debe de elaborar en forma mancomunada tanto con el Estado como con la comunidad, programas de

trabajo donde intervengan todos los esquemas de Desarrollo Urbano y metas racionales para alcanzar una planeación al corto, mediano y largo plazo de los sistemas de transporte urbano en forma eficaz y económica.

Dentro de dicho proceso de Planeación, la recolección de la información representa la parte más costosa. De ahí que resulta primordial identificar desde un principio con toda claridad qué información deberá ser recolectada y cómo será empleada. Cabe señalar además, que debido a que el proceso de Planeación del Transporte de hecho representa un proceso que exige un constante monitoreo y actualización de la información a través del tiempo, lo cual hace necesario programar los recursos necesarios para ~~poder satisfacer sistemáticamente dicha tarea fundamental, y así~~ asegurarnos que los nuevos planes de transporte por analizar respondan a las constantes variaciones a las que se sujeta el Sistema de Transportes.

FUNDAMENTOS DE LA PLANEACION DEL TRANSPORTE

SISTEMA DE PLANEACION DEL TRANSPORTE URBANO

Antes de analizar los elementos que intervienen en el Sistema de Planeación del Transporte Urbano, describiremos brevemente la forma como el sistema de transportes se desarrolla en el tiempo y en el espacio.

El sistema de transportes de una región, está estrechamente relacionada con el sistema socio-económico, en tal forma, que normalmente afectará la manera en que el sistema socio-económico crezca y cambie.

De la misma manera, cualquier cambio en el sistema socio-económico creará cambios a su vez en el sistema de transportes. Esta interrelación es fundamental para comprender el análisis de los sistemas de transporte.

Dicho sistema puede ser definido a través de 3 variables básicas:

- El sistema de transportes
- El sistema de actividades
- El patrón de flujos del sistema de transportes

De éstas 3 variables se desprenden 3 relaciones fundamentales (Figura 2):

I.- El Patrón de flujos en el sistema de transportes está determinado tanto por el sistema de transportes y el sistema de actividades.

II.- El patrón de flujos actual, creará cambios a través del tiempo en el sistema de actividades, como resultado del tipo de servicios de transporte proporcionados y de los recursos consumidos al proporcionar esos servicios.

III.- El patrón de flujos actual, creará cambios a través del tiempo en el sistema de transportes, en respuesta a las condiciones de flujo actual o debido a los movimientos anticipados, propiciando con ello, se

desarrollen nuevos servicios de transporte o se modifiquen los existentes.

Cualquier cambio propuesto en un sistema de transportes, puede ser expresado en términos de opciones. Dichas opciones o Alternativas se pueden clasificar en 3 tipos:

1.- Opciones del transporte.

Las cuales pueden ser de varios tipos:

-Cambios Tecnológicos (empleo de containers)

-Cambios de la red del sistema

-Características de los vehículos del sistema

-Políticas de operación (rutas, itinerarios, tipos de servicio, políticas de tarifarias, financiamientos, subsidios, etc.)

2.- Opciones del sistema de actividades. Las cuales estarán definidas como una serie de relaciones sociales, económicas y políticas, que tienen lugar en tiempo y en espacio en una región en particular.

3.- Opciones de Viaje.

Estas representan las opciones a las que recurrirá cada uno de los usuarios potenciales del sistema de transportes (o sea la decisión hacia donde, como, y cuando viajar).

Una vez contemplados los diferentes cambios posibles dentro del sistema de transportes, se procede al análisis de los pronósticos de flujo.

Antes de iniciar el proceso de pronósticos de la demanda, una labor de acumulación de información previa hay que realizar (figura 3).

Dicha información la podemos agrupar en 4 categorías:

- Area de Estudio
- Actividad Urbana
- Sistema de Transportes
- Características de viaje

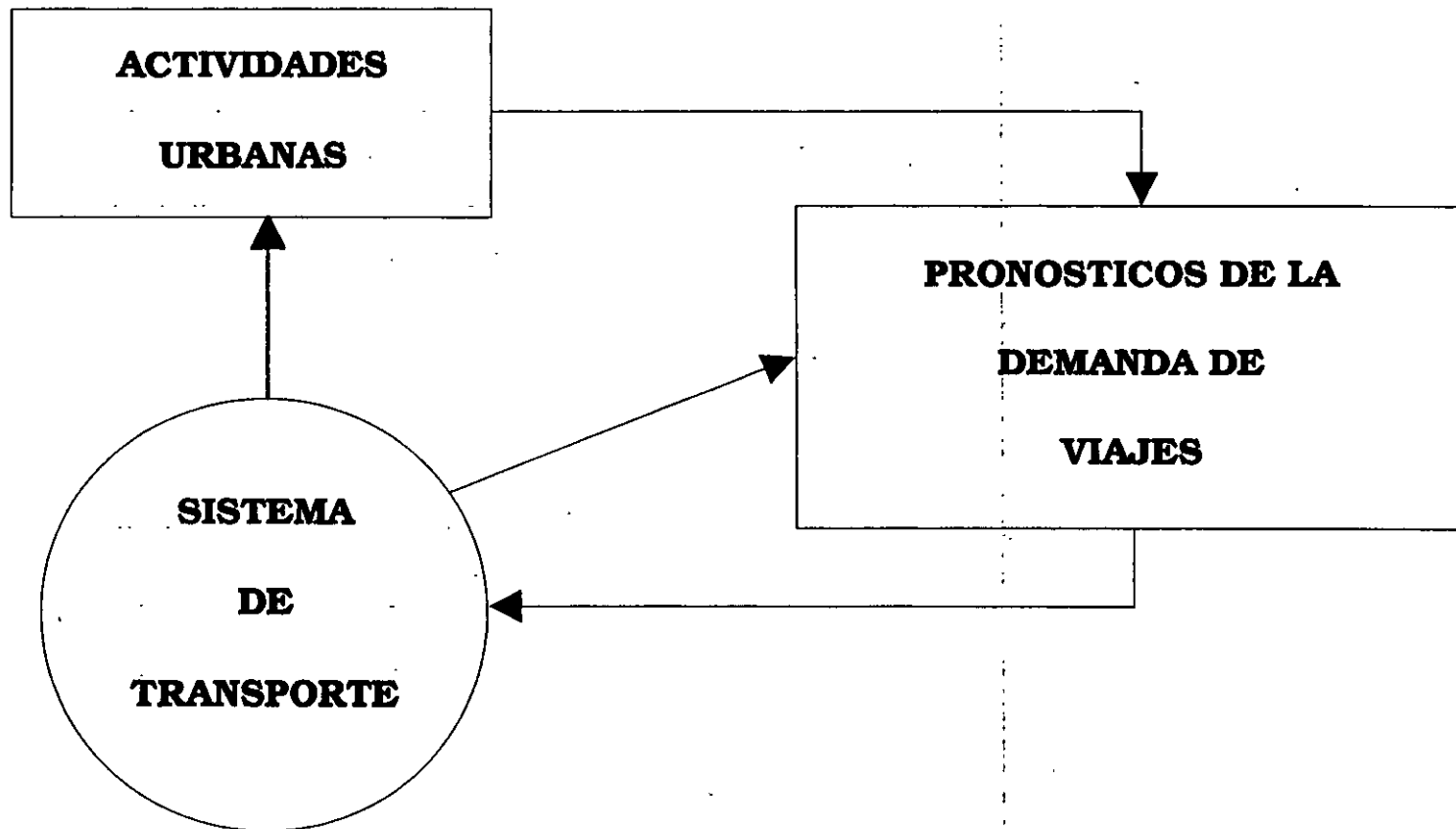


FIGURA 3

AREA DE ESTUDIO

En la determinación del área de estudio se suele considerar tanto el área urbana desarrollada, como aquella no urbanizada pero susceptible de ser transformada durante un lapso de 20 años.

El área de estudio requiere de una cierta división que nos permitirá relacionar información de la actividad que se desarrolla, de las características de viaje, y de la determinación de las características vigentes del sistema de transporte en dicho sector, así como su localización.

~~Tales subdivisiones se conocen con el nombre de Zonas, cuyo tamaño varía~~ en función a la densidad de población y a las características de uso del suelo. Es decir, la intención de dicho análisis consiste en homogeneizar las características urbanas en dichas zonas.

Por otro lado, las zonas suelen ser agrupadas en sectores mayores, conocidos con el nombre de Distritos, cuya conformación, normalmente está regida por ciertos corredores típicos de viaje del área de estudio, por jurisdicciones políticas, o barreras naturales.

ACTIVIDAD URBANA

Una vez que el área de estudio ha sido zonificada apropiadamente para su análisis, será necesario conocer las diferentes actividades que se desarrollan en dichas zonas.

Cabe señalar además, que será necesario conocer los pronósticos de la actividad urbana correspondiente a cada una de las diferentes zonas del área de estudio, ya que serán quienes nos proporcionen las bases para nuestras predicciones de viaje.

SISTEMAS DE TRANSPORTES

El sistema de transportes será quien nos permita la comunicación en cada una de nuestras zonas a través de calles, avenidas, rutas de autobuses, trolebuses o METRO.

La descripción de dicho sistema, se complica especialmente, cuando algunas áreas no son conectadas directamente debido a la heterogeneidad de las características de nivel de servicio a través de ciertos tramos en calles y avenidas, y a las diferencias del tipo de servicio que presta el transporte público en cada una de las zonas de estudio. Para lo cual, es necesario representar al sistema de transportes a través de su geometría y nivel de servicio.

CARACTERISTICAS DE VIAJE

El conocer el "como", "cuando" y a "donde" la gente viaja actualmente, representa una información básica para llevar a cabo los pronósticos de viaje. Dicha información es analizada para determinar los diferentes factores que intervienen en la decisión de la gente para realizar un viaje. Posteriormente, dichos resultados del análisis serán de gran ayuda en el proceso de calibración de los modelos.

Por lo tanto, debido a la importancia de dicha información existe un estudio que se denomina de Origen y Destino, y que tiene la finalidad de recolectar información para poder determinar:

- De donde vienen los viajes
- Hacia donde van
- Por qué medio de transporte se realizan
- Con qué propósito
- Determinación de las características del usuario
- Determinación de las características de las actividades en el origen y en el destino.

Una vez recolectada la información de hábitos de viaje entre los usuarios del área de estudio, es necesario llevar a cabo la creación de una matriz de viajes, la cual será de gran ayuda en la calibración del modelo de distribución de viajes. Dicha matriz simplemente mostrará cuantos viajes son realizados entre las zonas del área de estudio. Vale la pena hacer hincapié, que cada matriz de viajes corresponderá a una sola categoría de los propósitos de viaje considerados.

IMPLICACIONES DEL SISTEMA

Dentro del análisis del transporte urbano 4 preguntas podrían surgir:

- 1.-¿Cuáles son los alcances del análisis de la demanda del transporte?
- 2.-¿Cuáles son los objetivos del análisis de la demanda del transporte?
- 3.-¿Cómo se comporta la demanda frente a cambios en el sistema de transporte?
- 4.-¿Que implicaciones tiene que el modelo registre fielmente el comportamiento del usuario?

I.- ALCANCES DE LA DEMANDA DEL TRANSPORTE

El tema del transporte urbano está básicamente orientado en analizar los movimientos de bienes y personas en un área metropolitana, a partir de las características de oferta y demanda del sistema de transporte considerado. La planeación del sistema de transporte urbano ha concentrado mas y mas su atención en impulsar al transporte público como una alternativa para aliviar los serios problemas del transporte en las grandes ciudades; en gran medida engendrados por los costos prohibitivos, que ha propiciado el sistema de transporte privado, en términos de los espacios absorbidos en sus derechos de via, requerimiento de energéticos, contaminación, congestionamiento, estacionamientos, etc. Por lo tanto, una de las principales finalidades en el análisis del transporte urbano, es el de

instrumentar las mejoras al transporte público, para poder ser suficientemente atractivo al mercado de usuarios de automóvil.

II.- OBJETIVOS DEL ANALISIS DE LA DEMANDA DEL TRANSPORTE

Dentro de algunos de los principales objetivos del análisis de la demanda del transporte, podemos señalar los siguientes:

a) Llevar a cabo un análisis al corto plazo, por medio del cual se intentará desarrollar un proceso de afinación de los sistemas de transporte existentes, a través, tanto de políticas tarifarias, como de operación análisis de frecuencias, servicios alimentadores, etc. de tal forma que nos permita maximizar los beneficios sociales, considerando las restricciones de presupuesto.

b) Desarrollar un análisis para el mediano y largo plazo, a través de la simulación y determinación de proyecciones futuras de la demanda del transporte urbano.

c) Desarrollar un análisis de los costos y beneficios que implica cada alternativa de diseño de los nuevos sistemas de transporte urbano propuestos.

Estos objetivos requieren modelos que sean sensibles a las políticas del transporte urbano, en tal forma, que la serie de cambios que pudieran surgir pudieran ser pronosticados en forma confiable.

Desde un punto de vista práctico podemos pensar que para que un modelo refleje idealmente las políticas de cambio de un sistema de transporte urbano, debe de reunir las siguientes características:

•SER FLEXIBLE.- Es decir que nos permita aplicarlo a una variedad de problemas de planeación del transporte urbano, sin que intervengan grandes volúmenes de información, y altos costos para su calibración.

•SER TRANSFERIBLE.- Es decir, el poder hacer uso de un modelo de una ciudad a otra, permitiendo su reuso sin excesivos costos para su calibración.

•SER EFICIENTE.- En términos de proporcionar una calidad estadística de cada uno de los estimadores involucrados en el modelo.

III.- ¿CUAL ES EL COMPORTAMIENTO DE LA DEMANDA DE VIAJES, COMO RESPUESTA A CAMBIOS EN LOS ATRIBUTOS DEL SISTEMA DE TRANSPORTE?

Por un lado, sabemos que el usuario del sistema de transporte urbano se enfrentará a los siguientes cuestionamientos:

- ¿Realizar o no un viaje?

- ¿A donde?

- ¿Cuándo?

- ¿Por qué modo?

- ¿Por que ruta?

El cual lleva a cabo su decisión, basado por un lado de acuerdo a las características del usuario

- Su ingreso

- Ocupación

- Disponibilidad de automovil etc.

Y por otro lado, en función a los atributos propios de las alternativas de transporte consideradas:

- Tiempos de viaje

- Costos

- Etc.

Es decir, el modelo debe intentar describir por un lado, las relaciones entre las características socio-económicas de la población, y las del sistema de transporte, y por otro, los viajes demandados. Es necesario para el buen desempeño del modelo, el poder explicar las decisiones de viajes en tanto cambien las condiciones de las diferentes alternativas. A menos que esto no

se haga, no será posible poder anticipar la forma como se podrá comportar el usuario ante las constantes variaciones de las políticas de operación de las diferentes opciones de transporte disponibles.

Por lo tanto, mientras estas relaciones causales no sean explicadas satisfactoriamente por el modelo, éste no podrá ser empleado con fines de pronóstico. Ya que de lo contrario, el modelo simplemente estará planteando una réplica de los efectos del sistema de transporte que existieron cuando el modelo fué originalmente calibrado.

IV.- ¿QUE IMPLICA QUE EL MODELO LOGRE REGISTRAR FIELMENTE EL COMPORTAMIENTO DEL USUARIO?

Si el modelo registra fielmente el comportamiento del usuario, sus parámetros podrán así reflejar las motivaciones de la gente en general, en lugar de sólo describir las características de alguna ciudad en particular. Esto nos sugiere la posibilidad de que los modelos así calibrados puedan ser aplicados en un amplio rango de situaciones y en diferentes ciudades.

Resumiendo, de acuerdo a los anteriores planteamientos, el planificador de transportes desearía que el modelo pudiese responder a los siguientes cuestionamientos:

-¿Qué efectos producirá sobre la demanda? cambios en:

- Las variaciones en las tasas demográficas del área
- Variaciones en el ingreso per cápita
- Disponibilidad del automóvil, etc.

-¿Qué efectos podrían ocurrir sobre la demanda? en cambios de:

- Los tiempos de viaje
- Aumento del precio de la gasolina
- Aumento en las tarifas del transporte público

-¿Qué efectos podría ocasionar sobre la demanda? cambios en:

- La planificación de nuevas zonas habitacionales
- La creación de nuevos centros comerciales y de servicios
- La creación de nuevas industrias, etc.

- ¿Qué podría ser más determinante para el usuario del transporte urbano?
- Si los tiempos de acceso y transferencia o los tiempos de trayecto
 - Si el ahorro en el costo o el ahorro en el tiempo de viaje

Como ha podido observarse la importancia de estimación de la función de demanda, estriba en el poder explicativo que pueda tener sobre la demanda de viajes, los diferentes cambios que puedan surgir en nuestras variables independientes.

Como se observa en la figura 4 la función de demanda D1 relaciona el tiempo de viaje, con el número de viajes en un determinado corredor. Su pendiente negativa implica que en tanto decrece el tiempo de viaje, el volúmen de viajes se incrementará. La curva S1 ilustra la relación entre el desempeño del sistema de transporte en el corredor y el volúmen de tráfico; su pendiente positiva, nos indica que conforme aumente el volúmen también el tiempo de viaje se incrementará (reduce su velocidad).

Por lo tanto, con el sistema existente, el número de viajes generados será V_1 , regidos bajo un nivel de servicio T_1 .

Ahora bien, al incluirse los efectos de una nueva infraestructura del transporte a través de la función S2, cabe hacer notar, que en muchas ocasiones nos puede hacer pensar que el nuevo nivel de servicio que ésta nueva infraestructura estará propiciando al sistema sea T_1' , lo cual resulta erróneo, ya que en realidad su nuevo flujo de equilibrio estará dado por (V_2, T_2) , cuyo nuevo nivel de servicio, evidentemente no será tan atractivo como T_1' pero sin embargo, mejor que T_1 . La razón de este cambio, básicamente se atribuye a que a través de la creación de una nueva infraestructura del transporte se propicia "incentivar" el uso de dicha infraestructura, lo que produce tal incremento en la demanda (de V_1 a V_2) y tal reducción en el nivel de servicio (de T_1' a T_2). Por lo tanto, conviene enfatizar que el inadecuado manejo del equilibrio resultante entre la demanda y el comportamiento del nuevo sistema, podrían propiciar errores substanciales en la estimación de los impactos de dichas alternativas de la oferta de servicios pudieran generar al sistema.

Por otro lado, sabemos que la implementación de las mejoras del sistema de transporte "toma tiempo", y los niveles de población del área de estudio, y

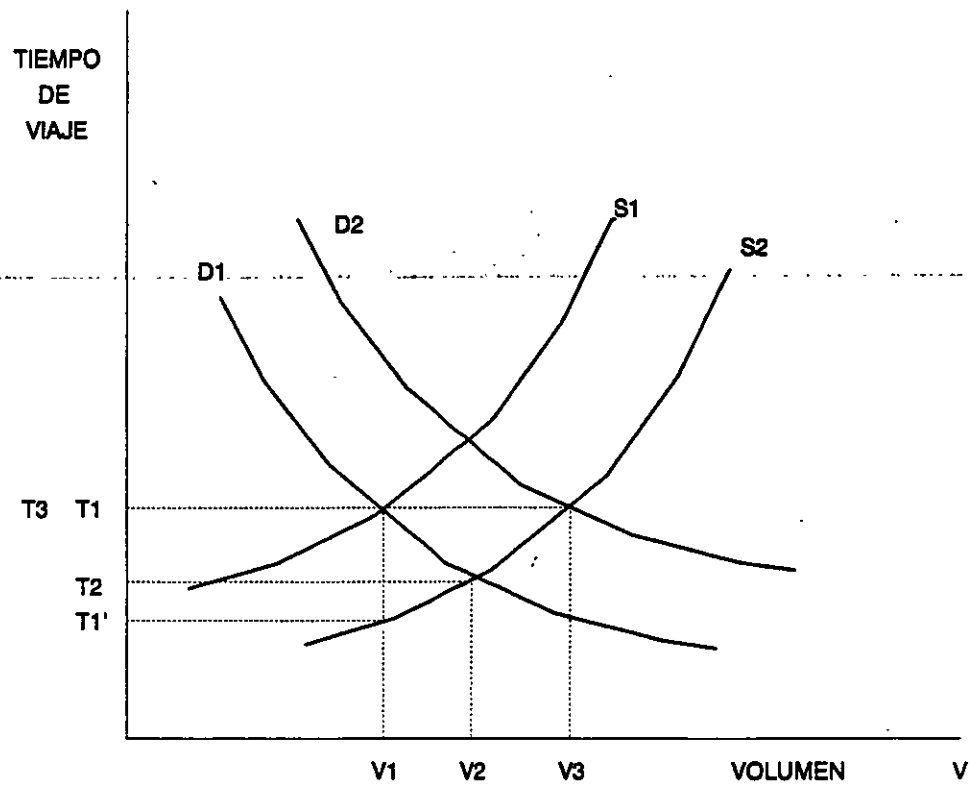


FIGURA No. 4. Condición de equilibrio de la oferta y la demanda en un sistema de transportes

el deterioro de los niveles de servicio seguirán creciendo también; por lo tanto la curva de demanda D_1 , se trasladará hacia D_2 , cuyo nuevo equilibrio (V_3, T_3) , nos estará mostrando un esquema aparentemente contradictorio, ya que a pesar de haber financiado la nueva infraestructura S_2 , los niveles de servicio que ofrecerá dicho nuevo sistema serán prácticamente los mismos que se tenían desde el sistema en sus orígenes (T_1) .

Por lo tanto, cabe advertir de acuerdo al esquema descrito anteriormente, que en la medida en que se pueda identificar más clara y eficientemente el comportamiento de la función de demanda, nos permitirá anticipar adecuadamente tanto los posibles volúmenes de demanda al corto, mediano y largo plazo, sus diferentes impactos (tanto al usuario, como al operador del sistema), los requerimientos de equipo necesarios para satisfacer tales demandas, los derechos de vía necesarios, las posibles afectaciones la planificación de los recursos financieros que será necesario programar, etc. Elementos todos ellos fundamentales para el grupo de toma de decisiones.

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA DEMANDA

- El principal objetivo que debe contemplar el analista de los sistemas de transporte, es el poder anticipar las consecuencias de cualquier cambio propuesto en el sistema.
- Para poder predecir cómo los individuos responden a estos cambios, debemos primero entender qué aspectos relevantes rigen el comportamiento humano:
- Dicha información la podemos resumir en la función de demanda, la cual es la responsable de identificar las variables representativas del comportamiento humano y a través de ellas predecir cómo los individuos responden a cambios en el sistema de transportes.
- Por lo tanto, cualquier modelo de comportamiento debe indicar lo siguiente:
 - ¿Qué alternativas identifica el usuario?
 - ¿Cuáles son las consecuencias de dichas alternativas?
 - ¿Cómo se realiza la selección de alternativas?

¿QUE SON LOS ATRIBUTOS DEL SISTEMA?

- Son los factores que el usuario toma en cuenta en la decisión de: si realiza o no un viaje, a dónde, cuándo y cómo.
- Atributos de servicio:

-Tiempo

- Tiempo de viaje total
- Disponibilidad del servicio
- Tiempo de transferencia
- Frecuencia del servicio

• Tiempo Fuera del Vehiculo Dentro del Vehiculo
de
acceso:

-Tiempo de Caminar

-Tiempo en el sistema Alimentador

-Tiempo de espera

- Tiempo de trayecto

-Tiempo de transferencia

-Tiempo en la porción troncal del sistema

- Costo:

- Tarifa
- Peaje
- Combustible
- Estacionamiento

Modelo de comportamiento del usuario:

-Formula explícitamente sus preferencias

-Identifica explícitamente todas las alternativas factibles

-Identifica las consecuencias de cada alternativa

-Selecciona la alternativa que maximice beneficios (utilidades)

Representación de preferencias:

Las preferencias del usuario no solo varían en cuanto a los atributos de servicio que se eligieron como los representativos, sino además de los "pesos relativos" que se asignaron a dichos atributos.

El conjunto de curvas de indiferencia se pueden expresar en su forma funcional como:

$$U = f(s, \theta)$$

Donde:

s = Vector de atributo de servicio

θ = Vector de parámetros

$U = a t^\beta c^\gamma$ Función producto

$U = \alpha t + \beta c$ Función lineal

U se puede interpretar como la medida a través de la cual una particular combinación de atributos (t, c) son deseados por el usuario.

- Los valores de los parámetros de las funciones de indiferencia, explícitamente expresan las preferencias del usuario.
- α/β expresa el valor del tiempo del usuario, el cual lo podemos definir como la cantidad a la que estaría dispuesto pagar, para ahorrar una unidad del tiempo de viaje.

- Es decir, por cada minuto de tiempo ahorrado, el usuario estaría dispuesto en pagar α/β pesos adicionales.
- Diferentes usuarios -----> Funciones utilidad con diferentes curvas de Indiferencia
- Existen 2 caminos alternos de describir este proceso de selección:

Método Gráfico

I) - Empleando la función del usuario de su preferencia.

- Construir las curvas de Indiferencia (figura 5).
- Caracterizar cada alternativa por sus atributos de servicio.
- Determinar la curva de Indiferencia.
- Seleccione la alternativa con el valor más alto de la utilidad (más próximo al origen).

Método Analítico

- II) -Caracterizar cada alternativa por sus atributos de servicio.
- Calcular la utilidad de cada alternativa.
- Seleccionar la alternativa con el valor más alto de la utilidad.

INTRODUCCION GENERAL A LOS MODELOS DE DEMANDA DEL TRANSPORTE URBANO

En el desarrollo de un modelo matemático para el análisis de la demanda del transporte, el analista está tratando de explicar las diferencias observadas sobre el comportamiento de los viajes.

Por lo tanto, mientras mayor sea el número de dichas diferencias que sean posibles de examinar y explicar, lo más confiable que pueden ser sus resultados. Por esta razón las grandes muestras son deseables.

Sin embargo, cabe hacer notar que cuando las observaciones de los usuarios son agragadas a nivel zonal, como tradicionalmente se hace, el número de observaciones disponible para análisis y su variabilidad dentro de la muestra son seriamente reducidas.

Cabe hacer notar, que hace algun tiempo, se realizó una investigación sobre el problema de la agregación de la información zonal, y se descubrió que aproximadamente el 80% de la variabilidad en las características socio-económicas de los usuarios, ocurrieron dentro de las zonas, y solo un 20% ocurrió entre zonas. De aquí que la agregación zonal en algunas ocaciones induce a perder gran parte de la información contenida en la muestra.

Por lo tanto, los resultados de la estimación y predicción de los modelos agregados, quienes se basan en información agregada o promediada, tomando a la zona como la unidad de observación, deben de interpretarse cuidadosamente.

El promediar sin embargo, no es un problema, siempre y cuando las familias o personas, dentro de casa zona, muestren un alto grado de variabilidad en relación a la distancia de caminar entre la casa y la parada de autobús más cercana. Y además a nivel zonal solamente se considerarán las distancias promedio. Se puede dar el caso en que si los valores promedio, fueron similares para todas las zonas, (como en realidad pudiera suceder) puede hacer suponer que la variabilidad "entre" zonas, puede ser mucho mejor que "dentro" de las zonas, y así llegar a determinar que la distancia entre la casa y la parada mas cercana al autobús, se considere poco significativa en la selección de modo de transporte; por lo tanto; se puede llegar a excluir tal variable (erróneamente) dentro de la especificación del modelo.

Dichos modelos convencionales de la demanda del transporte urbano (figura 6), quienes se apoyan previamente en una estructura zonal del área de estudio, con la finalidad de tratar de homogeneizar tanto las características socioeconómicas de la población, como las de nivel de servicio del transporte urbano, los podemos dividir en 4 etapas:

1.- GENERACION DE VIAJES

El cual está compuesto de dos elementos. La producción de viajes y la atracción de viajes.

La producción de viajes tiene como finalidad determinar el número de viajes que salen de la zona i , los cuales son típicamente modelados en función a las características socio-económicas de la zona i .

La atracción de viajes, corresponderán a los que terminan en casa zona j , y los cuales básicamente estarán en función al número de empleos y uso de suelo de la zona j .

2.- LA DISTRIBUCION DE VIAJES

Este modelo mejor conocido como el modelo gravitacional, distribuye los viajes producidos por casa zona i hacia casa zona de destino j . Tal distribución se basa en la relativa atractividad que ejersa la zona j , así como a través del efecto producido por un término de impedancia (T_{ij}) entre las zonas i y j , que normalmente resulta ser el tiempo de viaje.

3.- DISTRIBUCION MODAL

La distribución modal se lleva a cabo básicamente considerando los tiempos de viaje relativos y los costos entre los modos de transporte en competencia, y en algunos casos, también en función a las características socio-económicas de la zona i , y al uso del suelo de la zona destino.

4.- ASIGNACION DE VIAJES

Finalmente, esta última etapa del proceso, asigna a los viajes distribuidos previamente, a través de trayectorias de tiempo mínimo, considerando además las restricciones de capacidad que ofrezca cada tramo de la red.

PROCESO EN EL PRONOSTICO DE LA DEMANDA DE VIAJES

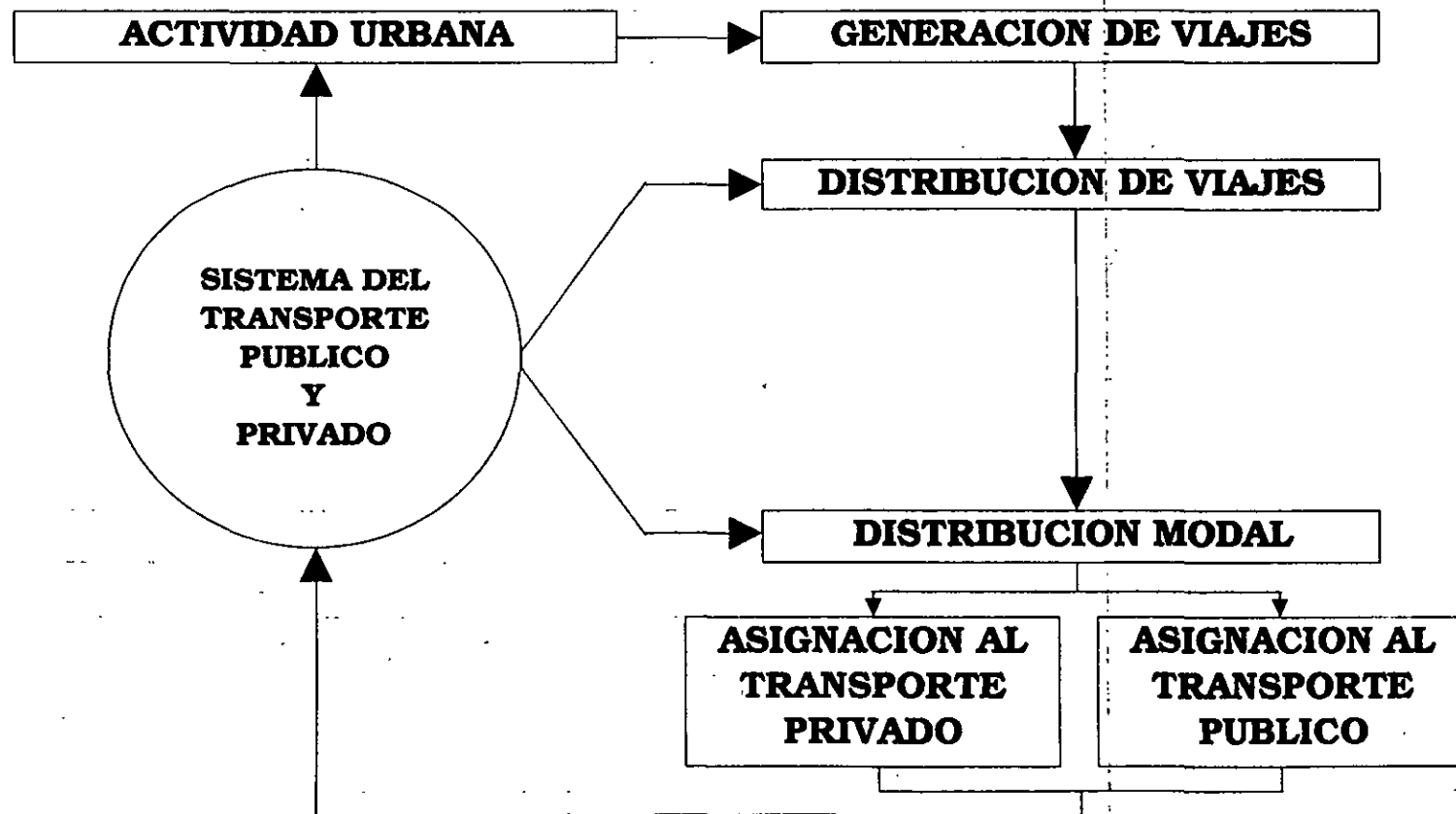


FIGURA 6

INTRODUCCION

El proceso que tradicionalmente se ha manejado para llevar a cabo el análisis de la demanda del transporte urbano, se ha basado en el establecimiento de relaciones existentes entre las variables agregadas, tendiendo así a mantener más un esquema de correlaciones, que de relaciones causales, las que a menudo llegan a ser insensibles a las políticas de cambio del sistema de transportes. Por otro lado, existe la alternativa de analizar la demanda del transporte urbano, a través de información desagregada, es decir, de observaciones individuales sobre el comportamiento de los viajes. Este tipo de modelos, tiene la ventaja de poder incluir relaciones causales entre las características de nivel de servicio del sistema de transportes, de las características socioeconómicas del usuario, y las correspondientes al comportamiento de los viajes. Por lo tanto, de ésta manera es posible analizar en forma más objetiva varias políticas de operación del sistema de transportes.

A menudo se presenta, que en poblaciones pequeñas y medianas, las limitaciones tanto de recursos económicos y tiempo para poder desarrollar un modelo de demanda del transporte urbano, se ven seriamente restringidas. Por lo tanto, el disponer de una herramienta para la toma de decisiones del transporte urbano que nos permita transferirla de una población a otra, nos hace pensar en el importante ahorro de recursos destinados al desarrollo de modelos para apoyar la planeación del transporte urbano, que un importante número de ciudades del país, pueda requerir en un momento dado.

Los modelos desagregados, tienen la capacidad de ser transferibles, debido a que ellos representan el comportamiento promedio de un individuo en la realización de viajes, y resulta razonable esperar, que dicho comportamiento individual del usuario sea esencialmente el mismo de un lugar a otro. Si además consideramos que dichos modelos no están sujetos a una agregación zonal, se podría pensar, que a través de una adecuada especificación, éste explique apropiadamente el comportamiento de los viajes de un área, lo que a la vez pueda ser válido también para predecir el comportamiento de viajes en otras zonas.

Cabe esperar por lo tanto, que una herramienta de tal naturaleza ofrezca amplias ventajas, especialmente cuando las restricciones de presupuesto sean limitadas, o se requieran de la evaluación de planteamientos del transporte urbano al corto plazo. Es importante señalar que si un modelo no puede adecuadamente predecir el comportamiento de viajes en el área para la cual fué estimada, no existe algún razonamiento lógico el esperar que dicho modelo pueda funcionar mejor en otro lugar. Por lo tanto, para que un modelo tenga la capacidad de transferibilidad, no es suficiente que el modelo solamente se ajuste a la información existente, sino que además tenga la capacidad de explicar porque el comportamiento de viajes varía, de acuerdo a cambios en el sistema. Es así, que cuando dichas relaciones causales entre las características socioeconómicas, el nivel de servicio del sistema de transporte, y el comportamiento de los viajes, sean explicadas satisfactoriamente, nos harán confiar en que el modelo así especificado, cuente con la capacidad de transferibilidad.

En la práctica sabemos que no existen modelos perfectamente especificados. En algunas ocasiones algunas de las variables que debieran permanecer en el modelo son a menudo excluidas debido a que no contenían suficiente variabilidad dentro del área considerada.

Por otro lado, es evidente que cuando la información acumulada para el desarrollo de un modelo, proveniente de un lugar, y aplicada en otro, donde además pudieran existir una serie de "diferencias culturales" entre los lugares, los cuales no son explícitamente representados en el modelo; este tipo de peculiaridades de la información permanecerán implícitamente ocultas en los coeficientes del modelo, y de esta manera los coeficientes estimados en un lugar así, no serán válidos para otro. Por lo tanto, para que un modelo sea adecuadamente transferido, sus coeficientes deben quedar libres de cualquier contexto localista.

Como ya se señalaba anteriormente, las implicaciones inherentes al manejo de información agregada zonalmente, ha demostrado que existe una mayor variabilidad en el comportamiento de las variables dentro de las zonas, que entre ellas. De aquí, que la pérdida de dicha variabilidad en la información, conduzca a problemas de colinearidad entre variables, lo que con ello nos dirija a modelos con dudosa capacidad de predicción y por supuesto pobre capacidad de transferibilidad.

Como se ha indicado anteriormente, los modelos desagregados están basados en información individual, y no dependen de un sistema zonal, y por consiguiente sus coeficientes podrán así transferirse entre diferentes áreas urbanas. Sin embargo, esta propiedad de los modelos desagregados sólo podrá llevarse a cabo si el modelo está adecuadamente especificado. Es decir, que todas las variables causales hayan sido incorporadas a la estructura del modelo.

En la práctica se ha observado que modelos carentes de variables socioeconómicas, como en el ingreso, disponibilidad de automóvil, etc. han fallado. Por el contrario, cuando se incluyen dichos factores socioeconómicos los modelos desagregados para simular el comportamiento modal para viajes con fines de trabajo, han sido exitosamente transferidos entre un amplio número de ciudades.

En la tabla 1 por ejemplo, se muestran los coeficientes de las variables de nivel de servicio (y su error estándar), obtenidos de la estimación de un modelo, con datos de tres diferentes zonas urbanas. Con excepción del coeficiente Costo/ingreso de la Ciudad de New Bedford, los demás coeficientes correspondientes a la Ciudad de Los Angeles y Washington. Para llevar a cabo la transferencia de los coeficientes de la Ciudad de Washington hacia otras ciudades, solamente fué necesario actualizar el término constante del modelo. Nótese que en el caso en que solamente nos interese predecir cambio en la distribución modal, en lugar de obtener niveles absolutos de dichos cambios, entonces el término constante del modelo no llegará a afectar los resultados, y simplemente se llevará a cabo la transferibilidad de los coeficientes. Dicho proceso nos podrá permitir así, disponer de una rápida y eficiente herramienta para la evaluación de una serie de políticas de operación en el sistema de transporte.

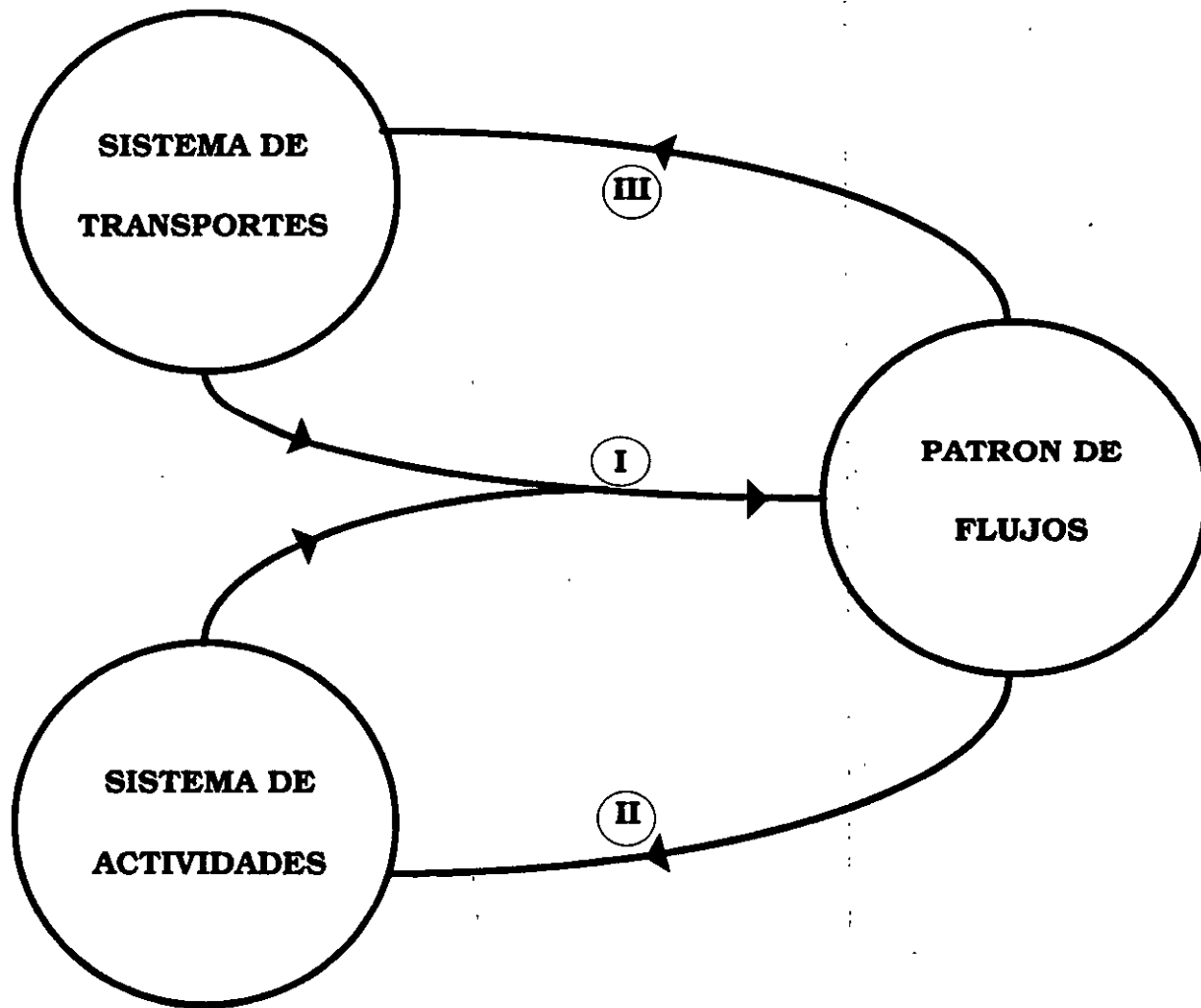
La comparación de los resultados de los modelos, como se observa en la tabla 1, nos demuestra una considerable consistencia entre los coeficientes de nivel de servicio estimados en áreas urbanas claramente diferentes entre sí. Las variaciones que resultaron en algunos coeficientes, se podrán explicar en parte, como resultado en las diferencias de medición y definición de las variables.

<i>VARIABLES DE NIVEL DE SERVICIO</i>	<i>NEW BEDFORD</i>	<i>WASHINGTON D.C.</i>	<i>LOS ANGELES</i>
Tiempo de Trayecto	-0.0398 (0.041)	-0.0308 (0.0057)	-0.0293 (0.0065)
Tiempo de acceso	-0.203	-0.32	-0.372
Distancia	(0.0348)	(0.0392)	(0.0463)
Costo	-174.66	-57.6	-48.74
Ingreso	(55.41)	(12.74)	(11.77)

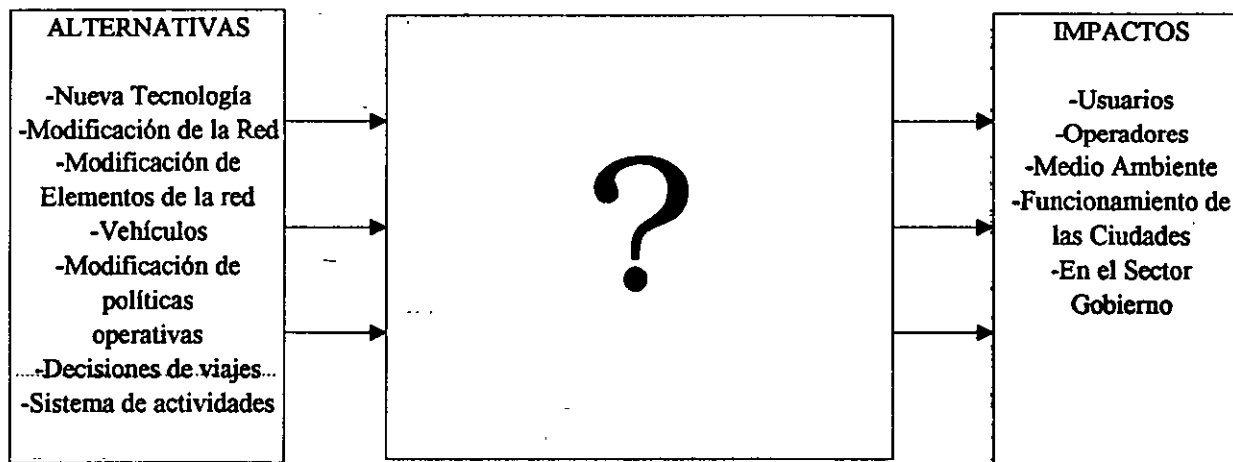
Coefficiente de la variable / (error estandard)

Tabla 1. Transferibilidad de un modelo desagregado para viajes con fines de trabajo (Distribución Modal), en diferentes ciudades de E.U.A.

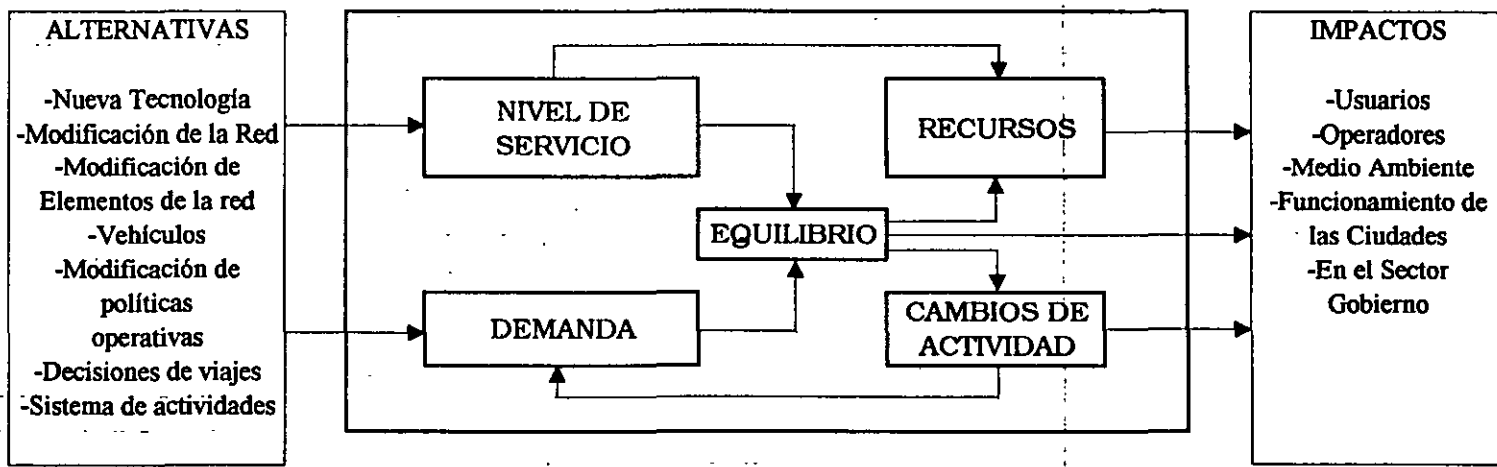
ANEXOS



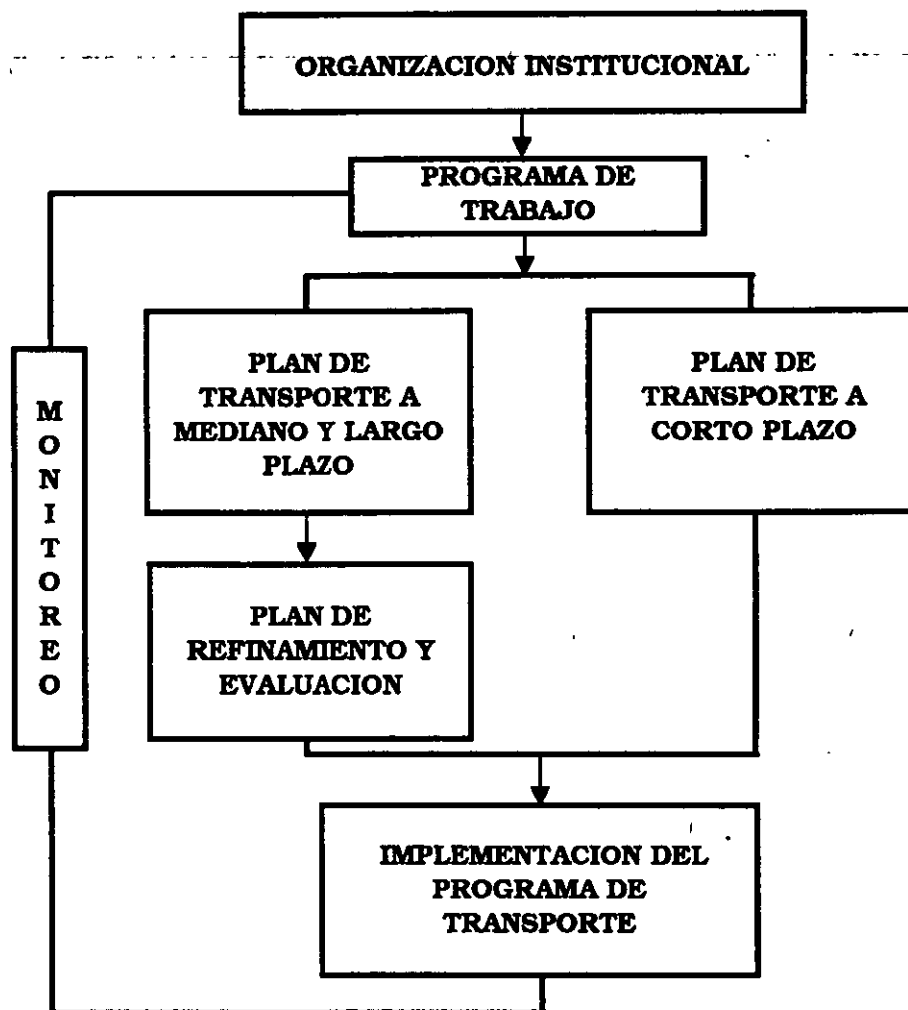
RELACION DEL SISTEMA DE ACTIVIDADES VS. SISTEMA DE TRANSPORTE

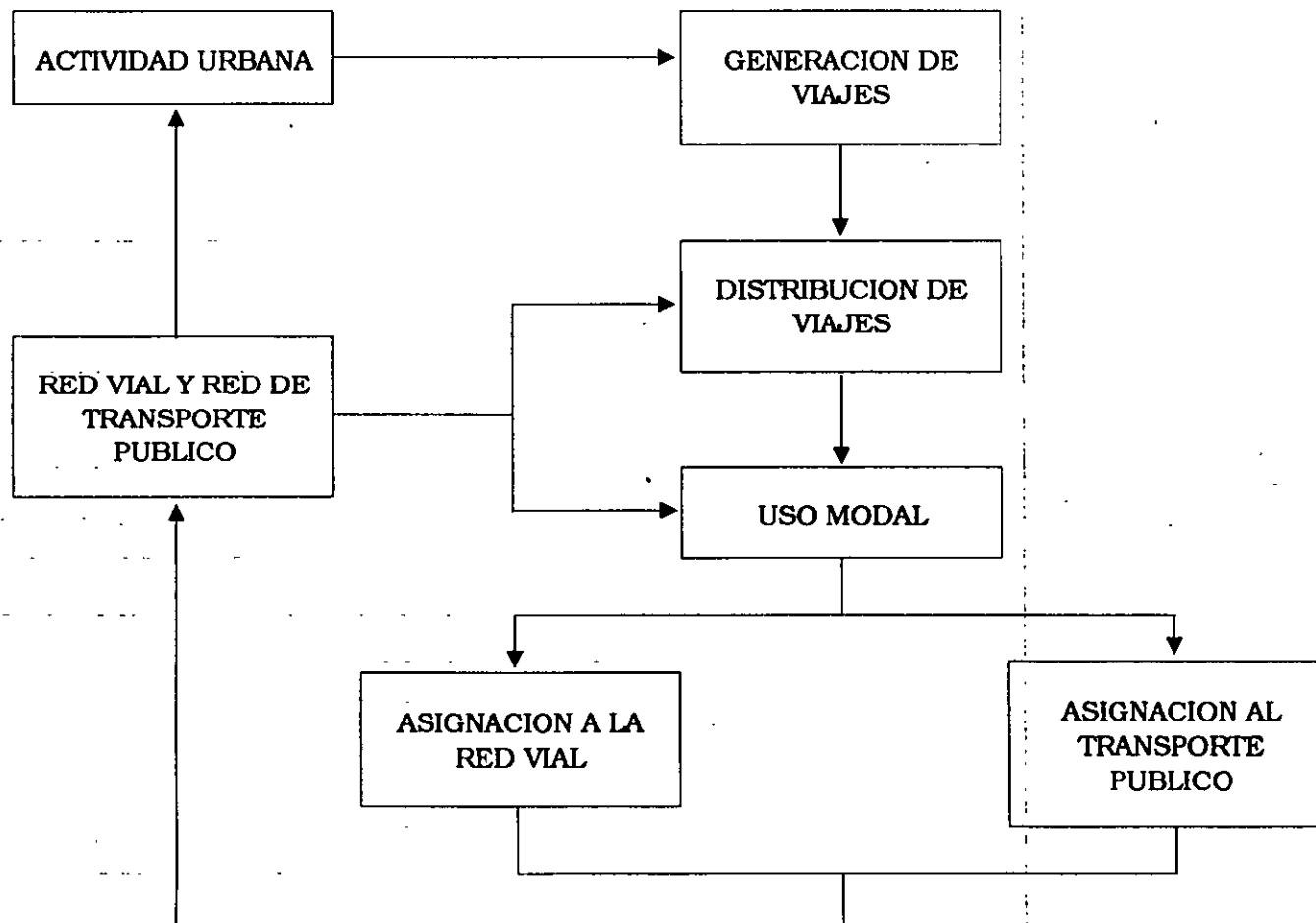


EL PROBLEMA DEL PRONOSTICO

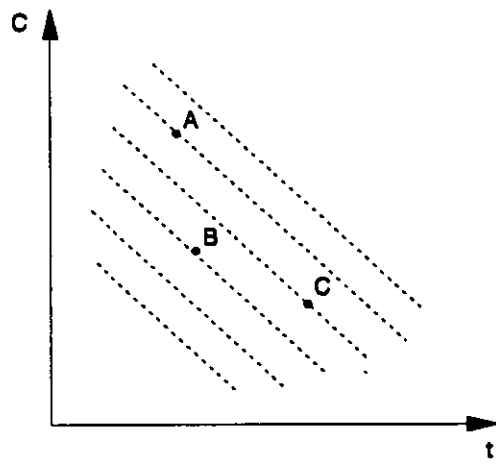
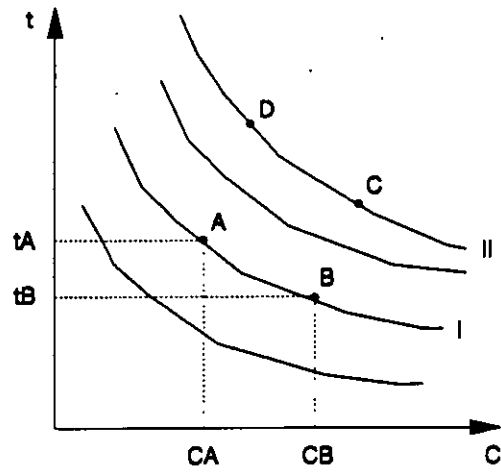


PROCESO DE PLANEACION DE TRANSPORTE URBANO

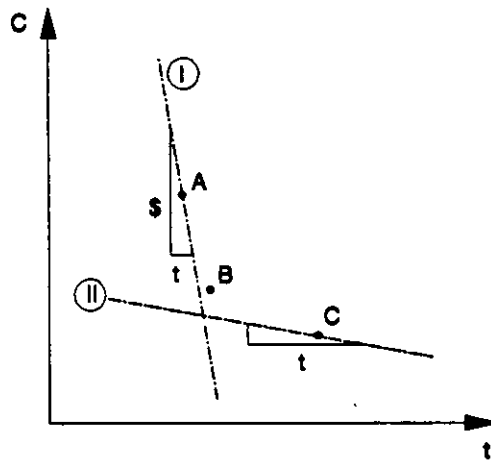




PROCESO DEL ANALISIS DE LA DEMANDA



Curvas de Indiferencia



Modelo de Comportamiento

Figura 5. Construcción de Curvas de Indiferencia

PROBLEMA 1. TRANSPORTE DE CARGA

SUPONGAMOS A UN FABRICANTE QUE TIENE QUE DECIDIR A TRAVÉS DE QUE MODALIDAD DE TRANSPORTE ENVIAR SUS PRODUCTOS AL MERCADO. PARA ELLO DISPONE DE 2 OPCIONES: EL TREN Y EL CAMION. POR OTRO LADO ASUMAMOS QUE SOLO INTERVENDRÁN LOS SIGUIENTES ATRIBUTOS DE NIVEL DE SERVICIO EN SU SELECCIÓN:

C = COSTO

T = TIEMPO DENTRO DEL VEHICULO

X = TIEMPO FUERA DEL VEHICULO O TIEMPO DE ACCESO

CONSIDEREMOS LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS DE LOS 2 MODOS EN COMPETENCIA ASÍ COMO LAS PONDERACIONES (W) QUE ASIGNA EL USUARIO A CADA ATRIBUTO:

	W	TREN	CAMIÓN
COSTO	-1	\$ 4/TON	\$ 5/TON
TIEMPO DENTRO DEL VEHÍCULO	-2	2.5 DIAS	2.0 DIAS
TIEMPO DE ACCESO	-4	1.0 DIA	0.3 DIAS

FUNCION UTILIDAD: $U = W_t T + W_x X + W_c C$

$$U_R = (-2) (2.5) + (-4) (1) + (-1) (4) = -13$$

$$U_T = (-2) (2) + (-4) (0.3) + (-1) (5) = -10.20$$

PROBLEMA 2. NIVEL DE SERVICIO NECESARIO PARA INDUCIR UN CAMBIO MODAL.

SUPONGAMOS AHORA QUE TENEMOS DEFINIDAS LAS PREFERENCIAS DE UN CONJUNTO DE USUARIOS:

USUARIO	PREFERENCIAS RELATIVAS			UTILIDADES		SELECCIÓN
	W _t	W _x	W _c	TREN	CAMION	
A	-2	-4	-1	-13	-10.2	CAMION
B	-3	-8	-1	-19.5	-13.4	CAMION
C	-2	-3	-4	-24	-24.9	TREN
D	-2	-3	-8	-40	-44.9	TREN

$$U_R = U_T$$

$$W_t t_R + W_x X_R + W_c C_R = W_t t_t + W_x X_t + W_c C_T$$

DESPEJANDO C_t TENEMOS:

$$C_t = \frac{W_t}{W_c} (T_R - T_T) + \frac{W_x}{W_c} (X_R - X_T) + C_R$$

$$C_t = \frac{W_t}{W_c} (2.5 - 2.0) + \frac{W_x}{W_c} (1.0 - 0.3) + 4$$

PARA USUARIO A:

$$C_t = \frac{-2}{-1} (0.5) + \frac{-4}{-1} (0.7) + 4 = \$7.80$$

PARA USUARIO B:

$$C_t = \frac{-3}{-1} (0.5) + \frac{-8}{-1} (0.7) + 4 = \$11.10$$

PARA USUARIO C:

$$C_t = \frac{-2}{-4} (0.5) + \frac{-3}{-4} (0.7) + 4 = \$4.78$$

PARA USUARIO D:

$$C_t = \frac{-2}{-8} (0.5) + \frac{-3}{-8} (0.7) + 4 = \$4.39$$

PROBLEMA 3. EQUILIBRIO ENTRE ATRIBUTOS DE NIVEL DE SERVICIO

SUPONGAMOS PARA EL CASO PARTICULAR DEL USUARIO A, QUE EL OPERADOR DEL CAMIÓN SE VERÁ OBLIGADO A INCREMENTAR SUS COSTOS A \$9.00/TON DEBIDO A FACTORES EXTERNOS (INCREMENTO SALARIAL DE LOS CHOFERES, INCREMENTO AL PRECIO DE LA GASOLINA, ETC.).

¿QUE ESTRATEGIA SE TENDRÁ QUE SEGUIR PARA QUE EL OPERADOR DEL CAMIÓN NO PIERDA EL CONTROL DEL MERCADO, DEBIDO A ESTA EVENTUALIDAD?

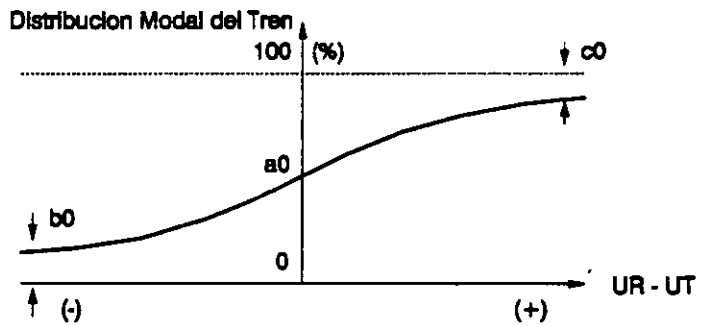
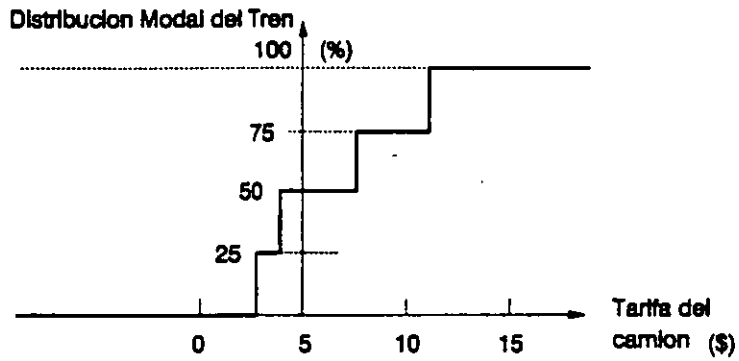
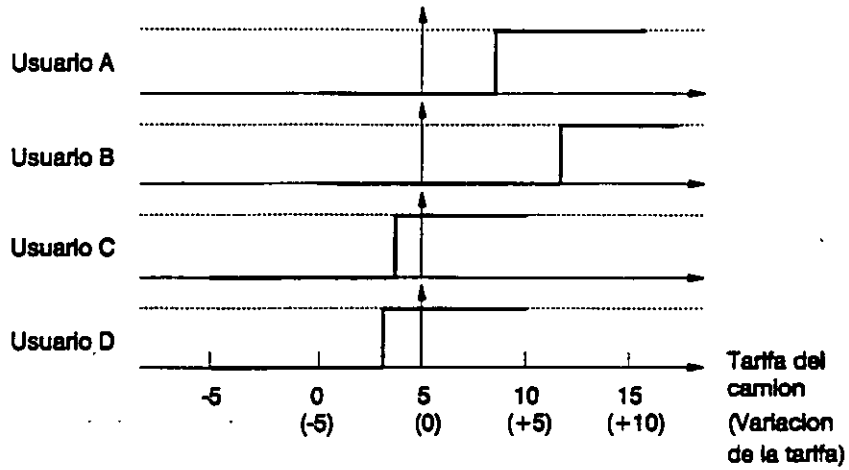
$$U_T = U_R = -\$ 13.00$$

$$U_T = (-2) (T_T) + (-4) (X_T) + (-1) (C_T) = -13$$

RESOLVIENDO PARA T_T TENDREMOS:

$$T_T = \frac{-1}{2} (4) (0.3) + C_T - 13$$

$$T_T = 5.9 - 0.5 C_T$$



CONFORMACION DEL PROCESO DE AGREGACION DE LA SELECCION MODAL

UN MODELO DE DISTRIBUCION MODAL

$$P(m : M) = \frac{e^{U_m}}{\sum_{m' \in M} e^{U_{m'}}$$

$$U_m = \theta_m + \theta_1 t_m + \theta_2 \frac{X_m}{d} + \theta_3 \frac{C_m}{y}$$

DONDE:

$P(m : M)$ = PROBABILIDAD DE UN INDIVIDUO EN SELECCIONAR EL MODO M

t_m = TIEMPO DENTRO DEL VEHICULO (MINUTOS POR SENTIDO)

X_m = TIEMPO FUERA DEL VEHICULO (MINUTOS POR SENTIDO)

d = DISTANCIA (KILOMETROS POR SENTIDO)

C_m = COSTO (CENTAVOS POR SENTIDO)

y = INGRESO (PESOS)

m = MODO DE TRANSPORTE (AUTOMOVIL Ó TRANSPORTE PÚBLICO)

$\theta_1, \theta_2, \theta_3$ = PARÁMETROS DE CALIBRACIÓN

θ_m = PARÁMETRO MODAL

SUPONGAMOS LOS SIGUIENTES DATOS:

$$\theta_1 = -0.030$$

$$\theta_2 = -0.34$$

$$\theta_3 = -50$$

PARA USUARIO TIPO A: $y = \$ 5000$

$$\theta_A = -0.13$$

PARA USUARIO TIPO B: $y = \$ 10,000$

$$\theta_A = -0.32$$

$$t_A = 11.3 \text{ min.}$$

$$t_T = 14 \text{ min.}$$

$$X_A = 5 \text{ min.}$$

$$X_T = 8 \text{ min.}$$

$$C_A = 122.5 \text{ centavos}$$

$$C_T = 50 \text{ centavos}$$

$$d = 7.25 \text{ kms.}$$

PARA EL USUARIO TIPO A:

$$U_A = -0.13 + (-0.030)(11.3) + \frac{(-0.34)(5)}{7.25} + \frac{(-50)(122.5)}{5000} = -1.93$$

$$U_T = -0.030(14) + \frac{(-0.34)(8)}{7.25} + \frac{(-50)(50)}{5000} = -1.30$$

POR LO TANTO:

$$P_T = \frac{e^{u_T}}{e^{u_T} + e^{u_A}} = \frac{0.27}{0.15 + 0.27} = 0.65$$

$$P_A = 0.35$$

PARA EL USUARIO TIPO B:

$$U_A = (0.32) + \frac{(-0.030)(11.3)}{7.25} + \frac{(-0.34)(5)}{10000} + \frac{(-50)(122.5)}{10000} = 0.87$$

$$U_T = (-0.030)(14) + \frac{(-0.34)(8)}{7.25} + \frac{(-50)(50)}{10000} = -1.05$$

POR LO TANTO:

$$P_T = \frac{e^{u_T}}{e^{u_T} + e^{u_A}} = 0.46$$

$$P_A = 0.54$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRÁNSITO

TEMA: CARRETERAS MULTICARRILES

COORDINADOR GENERAL: ING. ROMAN VÁZQUEZ BERBER

COORDINADOR DEL MODULO IV: DR. GUIDO RADELAT E..

**EXPOSITOR: M EN C ANTONIO ALVARADO DOMÍNGUEZ.
PRIMAVERA 1997**

CARRETERAS MULTICARRILES

PROBLEMA 1.- SE CUENTA PARA SU ANALISIS CON UN TRAMO DE 3.25 MILLAS DE UNA CARRETERA SIN DIVISION CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

- **TERRENO A NIVEL**
 - **VELOCIDAD DE FLUJO LIBRE = 46 MPH**
 - **PENDIENTE (SUBIDA) = 2.5% A LO LARGO DE 0.6 MI**
 - **SECCION TRANSVERSAL = 4 CARRILES DE 11 PIES DE ANCHO**
 - **ACOTAMIENTO = 4 PIES EN CADA LADO DE LA CARRETERA**
 - **EL VOLUMEN DE LA HORA PICO DE LA TARDE = 1900 VPH EN CADA DIRECCION**
 - **CAMIONES = 8%**
 - **AUTOBUSES = 3%**
 - **VEHICULOS RECREATIVOS = 2%**
 - **FACTOR DE LA HORA PICO = 0.90**
-

SE PREGUNTA:

- **¿CUAL ES LA VELOCIDAD DE VIAJE PROMEDIO?**
- **¿CUAL ES LA DENSIDAD DEL TRAFICO?**
- **¿CUAL ES EL NIVEL DE SERVICIO EN CADA SENTIDO?**

CASO A.- EN TERRENO A NIVEL

$$v = \frac{V}{(N)(PHF)(F_{HV})} = \frac{1900}{(2)(0.90)(0.94)} = 1123 \text{ aphpc}$$

DONDE:

$$\begin{aligned} F_{HV} &= \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_B (E_B - 1) + P_{RV} (E_{RV} - 1)} \\ &= \frac{1}{1 + 0.08 (1.5 - 1) + 0.03 (1.5 - 1) + 0.02 (1.2 - 1)} \\ &= \frac{1}{1 + 0.04 + 0.015 + 0.04} = \frac{1}{1.059} = 0.94 \end{aligned}$$

POR LO TANTO: EL NIVEL DE SERVICIO ES = C

LA VEL. PROM. DEL AUTOMOVIL = 46 MPH

LA DENSIDAD = 1123/46 = 24.4 apmipc

CASO B.- CON PENDIENTE DE SUBIDA

$$v = \frac{V}{(2)(0.90)(0.87)} = 1213 \text{ aphpc}$$

DONDE:

$$F_{HV} = \frac{1}{1 + 0.08(2.2-1) + 0.03(2.2-1) + 0.02(1.6-1)} = 0.87$$

DONDE:

$$E_t(2\%) = 1.5$$

$$E_t(3\%) = 2.8 \quad \text{POR LO TANTO: } E_r = 2.2$$

$$E_r(2\%) = 1.2$$

$$E_r(3\%) = 2.0 \quad \text{POR LO TANTO: } E_r = 1.6$$

POR LO TANTO: EL NIVEL DE SERVICIO = C

LA VEL. PROM. DEL AUTOMOVIL = 46 MPH

DENSIDAD = 1213/46 = 26.4 apmipc

CASO C: CON PENDIENTE DE BAJADA

DEBIDO A QUE LA PENDIENTE ES MENOR AL 4% Y LA LONGITUD MENOR A 2 MILLAS, POR TAL MOTIVO SE USARA LA TABLA CORRESPONDIENTE AL CASO DE TERRENO A NIVEL. TENIENDO COMO RESULTADOS LOS MISMOS QUE SE ANOTAN EN EL CASO ARRIBA SEÑALADO (CASO A).

PROBLEMA 2.- SE CUENTA PARA SU ANALISIS DE UNA CARRETERA DE 5 CARRILES QUE CORRE EN SENTIDO ESTE-OESTE Y ESTA COMPUESTA DE DOS CARRILES POR SENTIDO Y DIVIDIDA POR UN CARRIL EXCLUSIVO DE VUELTA IZQUIERDA PARA AMBOS SENTIDOS. LA CUAL TIENE LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

- ANCHO DEL CARRIL = 12 PIES
 - CUENTA CON SUFICIENTE ACOTAMIENTO EN CADA LADO DE LA CARRETERA
 - EL TRAMO CARRETERO DE 2 MILLAS DE LONGITUD ESTA A NIVEL
 - TRAMO DE 1.1 MILLAS DE LONGITUD CON UNA PENDIENTE DE SUBIDA DEL 4%
 - UN VOLUMEN DE TRAFICO EN CADA DIRECCION = 1500 VPH
 - CAMIONES = 4%
 - AUTOBUSES = 2%
 - EN EL SENTIDO NORTE DE LA CARRETERA EXISTEN 27 PUNTOS DE ACCESO
 - EN EL LADO SUR DE LA CARRETERA EXISTEN 10 PUNTOS DE ACCESO
 - LA VELOCIDAD PROMEDIO DEL AUTOMOVIL (85 PERCENTIL), EL CUAL SE ENCUENTRA EN UNA PENDIENTE DE SUBIDA = 48 MPH
 - LA VELOCIDAD PROMEDIO DEL AUTOMOVIL (85 PERCENTIL), EL CUAL SE ENCUENTRA EN UNA PENDIENTE DE BAJADA = 54 MPH
 - LA VELOCIDAD PROMEDIO DEL AUTOMOVIL (85 PERCENTIL), EL CUAL SE ENCUENTRA EN UNA SECCION A NIVEL = 52 MPH EN AMBAS DIRECCIONES
 - FACTOR DE LA HORA PICO = 0.90
-
- DETERMINAR EL NIVEL DE SERVICIO

PROBLEMA 3.- SE CUENTA PARA SU ANALISIS DE UN TRAMO DE 2 MI DE UNA CARRETERA DE CARRILES MULTIPLES EL CUAL TIENE QUE DISEÑARSE PARA QUE SATISFAGA LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

- **UN VOLUMEN DE TRANSITO PROMEDIO DIARIO = 60,000 VEHICULOS**
 - **NIVEL DE SERVICIO DESEADO = D**
 - **VOLUMEN DE DISEÑO HORARIO = 10%**
 - **DISTRIBUCION DIRECCIONAL = 55/45**
 - **FACTOR DE LA HORA PICO = 0.90**
 - **CAMIONES = 5%**
 - **VELOCIDAD LIMITE = 50 MPH**
 - **SE CUENTA CON 10 PUNTOS DE ACCESO POR MILLA**
 - **TERRENO ONDULADO**
 - **DERECHO DE VIA = 90 PIES**
-

SE PREGUNTA:

- **¿CUAL ES LA SECCION TRANSVERSAL DE LA CARRETERA PARA SATISFACER LOS CRITERIOS DE DISEÑO ESTABLECIDOS?**
- **¿CUAL ES LA VELOCIDAD PROMEDIO DE VIAJE ESPERADA DEL AUTOMOVIL?**

PROBLEMA 4.- SE CUENTA PARA SU ANALISIS DE UN TRAMO DE 2.5 MI DE UNA CARRETERA DE 6 CARRILES CON CAMELLON LOCALIZADA DENTRO DEL AMBITO URBANO, LA CUAL ESTA SUJETA A UN PROGRAMA DE REHABILITACION PARA MEJORAR LA OPERACION DEL TRAFICO, LA CUAL TIENE LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

- **EL TRAMO DE 2.5 MI SE ENCUENTRA EN UN TERRENO A NIVEL EL CUAL CUENTA CON UNAS INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS EN CADA UNO DE SUS EXTREMOS Y UNA LOCALIZADA EN SU TRAMO MEDIO. ESTA ULTIMA INTERSECCION SEMAFORIZADA VA A SER REEMPLAZADA POR UN PASO DESNIVEL EN DICHO SITIO.**
- **LA TASA DE FLUJO DURANTE LA HORA PICO = 1,400 APHPC**
- **LA VELOCIDAD PROMEDIO DE VIAJE ACTUAL A TRAVES DE LA SECCION ES DE 3 MINUTOS**
- **CARRILES = 11 PIES**
- **CAMELLON = 16 PIES**
- **ACOTAMIENTO CADA LADO DE LA CARRETERA = 4 PIES**

DETERMINAR:

- **¿CUAL ES LA VELOCIDAD DE VIAJE PROMEDIO ESPERADA DESPUES DE REALIZAR LAS MEJORAS EN LA CONSTRUCCION DE UN PASO DESNIVEL?**
- **¿QUE TANTO FLUJO ADICIONAL PODRIA AÑADIRSE AL SISTEMA, DESPUES DE DICHA MEJORA MANTENIENDO EL NUEVO NIVEL DE SERVICIO?**

PROBLEMA 5.- SE CUENTA DENTRO DE LOS PROGRAMAS DE PLANEACION VIAL DE UNA REGION METROPOLITANA LA CONSTRUCCION DE UNA NUEVA CARRETERA EN APROXIMADAMENTE 10 AÑOS. LAS CARACTERISTICAS QUE SE ESPERA SATISFAGAN DICHA CARRETERA SON LAS SIGUIENTES:

- **LA PROYECCION DEL TRAFICO FUTURO = 42,000 VEHICULOS POR DIA**
- **CAMIONES = DEL 5% AL 10%**
- **SE ESPERA QUE LAS CONDICIONES INICIALES EN DICHO CORREDOR SATISFAGAN CONDICIONES DE DISEÑO VIAL A TRAVES DE UN TERRENO ONDULADO**
- **A PARTIR DE CARRETERAS MULTICARRILES SIMILARES SE ESPERA QUE LA VELOCIDAD DE FLUJO LIBRE SEA = 50 MPH**

DETERMINAR:

- **NUMERO DE CARRILES NECESARIOS PARA PROPORCIONAR UN NIVEL DE SERVICIO = C**

TABLE 7-2. ADJUSTMENT FOR MEDIAN TYPE

MEDIAN TYPE	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)
Undivided Highways	1.6
Divided Highways (including TWLTLs)	0.0

TABLE 7-3. ADJUSTMENT FOR LANE WIDTH

LANE WIDTH (FT)	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)
10	6.6
11	1.9
12	0.0

TABLE 7-4. ADJUSTMENT FOR LATERAL CLEARANCE

FOUR-LANE HIGHWAYS		SIX-LANE HIGHWAYS	
TOTAL LATERAL CLEARANCE ^a (FT)	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)	TOTAL LATERAL CLEARANCE ^a (FT)	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)
12	0.0	12	0.0
10	0.4	10	0.4
8	0.9	8	0.9
6	1.3	6	1.3
4	1.8	4	1.7
2	3.6	2	2.8
0	5.4	0	3.9

^a Total lateral clearance is the sum of the lateral clearances of the median (if greater than 6 ft. use 6 ft) and shoulder (if greater than 6 ft. use 6 ft). Therefore, for analysis purposes, total lateral clearance cannot exceed 12 ft.

TABLE 7-5. ACCESS-POINT DENSITY ADJUSTMENT

ACCESS POINTS PER MILE	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)
0	0.0
10	2.5
20	5.0
30	7.5
40 or more	10.0

TABLE 7-7. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS ON EXTENDED GENERAL MULTILANE HIGHWAY SEGMENTS

FACTOR	TYPE OF TERRAIN		
	LEVEL	ROLLING	MOUNTAINOUS
E_T (Trucks and Buses)	1.5	3.0	6.0
E_R (RVs)	1.2	2.0	4.0

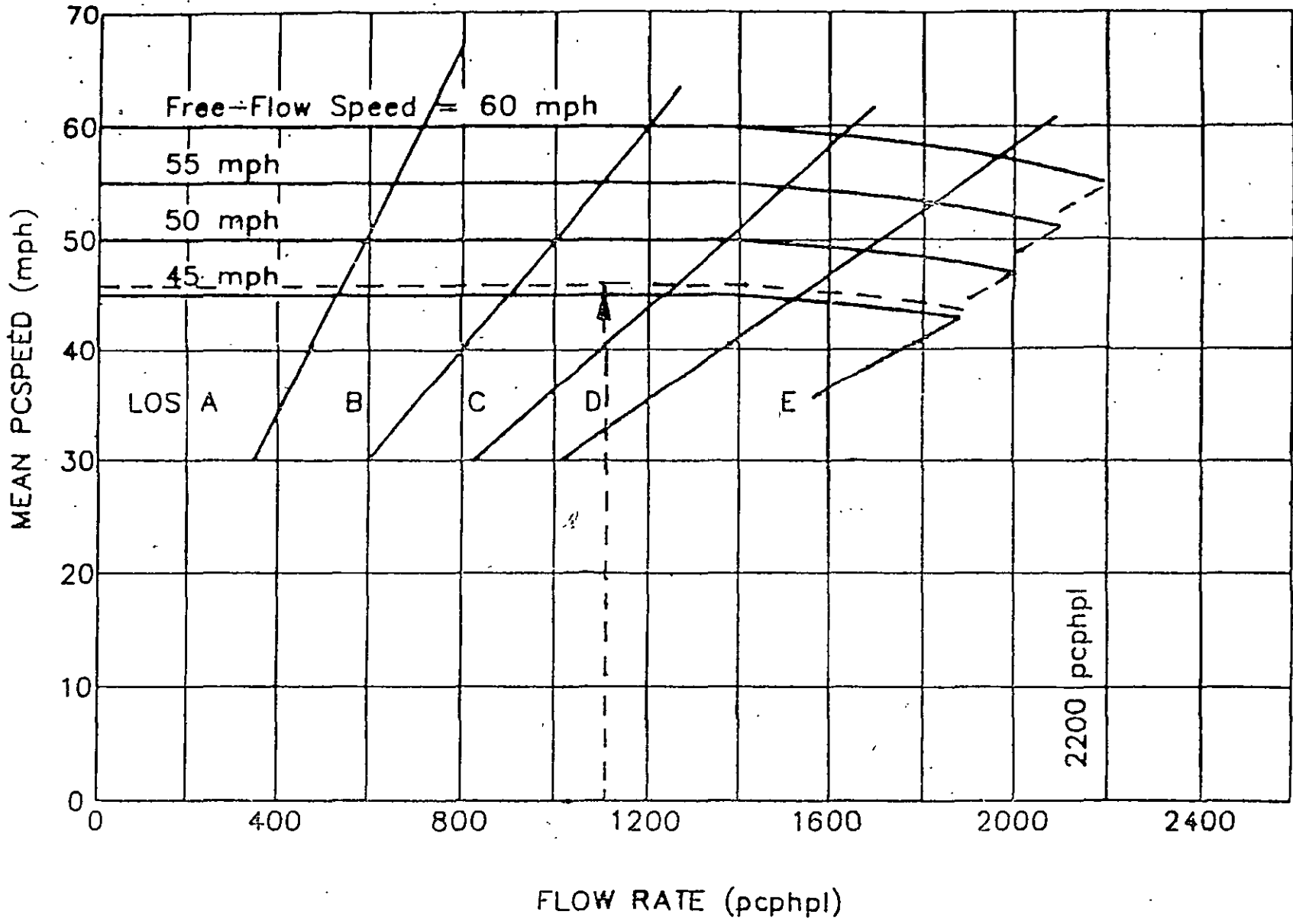


TABLE 7-8. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND BUSES ON UNIFORM UPGRADES

GRADE (%)	LENGTH (MI)	E_T^a								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
PERCENT TRUCKS AND BUSES										
< 2	All	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	2	0-1/4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
		1/4-1/2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
		1/2-3/4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
		3/4-1	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5
		1-1 1/2	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
3	> 1 1/2	4.5	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	0-1/4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1/4-1/2	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
	1/2-3/4	6.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.0
	3/4-1	7.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0
	1-1 1/2	8.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0
4	> 1 1/2	8.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
	0-1/4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1/4-1/2	5.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5
	1/2-3/4	9.5	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5
	3/4-1	10.5	8.0	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0
	> 1	11.0	8.0	7.5	7.0	6.0	6.0	5.0	5.0	4.5
5	0-1/4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1/4-1/2	6.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0
	1/2-3/4	9.0	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5
	3/4-1	12.5	9.0	8.5	8.0	7.0	7.0	6.0	6.0	5.0
	1-1 1/2	13.0	9.5	9.0	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0	5.5
	> 1	13.0	9.5	9.0	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0	5.5
6	0-1/4	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
	1/4-1/2	9.0	6.5	6.0	6.0	5.0	5.0	4.0	3.5	3.0
	1/2-3/4	12.5	9.5	8.5	8.0	7.0	6.5	6.0	6.0	5.5
	3/4-1	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.0	8.0	7.5	6.5
	1-1 1/2	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.5	8.0	7.5	7.5
	> 1	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.5	8.0	7.5	7.5

NOTE: If a length of grade falls on a boundary condition, the equivalent from the longer-grade category is used. For any grade steeper than the percent shown, use the next higher grade category.

^a Four- or six-lane highways.

TABLE 7-11. SERVICE FLOW RATES IN VEHICLES PER LANE FOR USE IN PLANNING ANALYSIS

TYPE OF TERRAIN	LEVEL OF SERVICE	FREE-FLOW SPEED (IDEAL CONDITIONS) = 60 MPH					FREE-FLOW SPEED (IDEAL CONDITIONS) = 50 MPH				
		0	5	10	15	20	0	5	10	15	20
PERCENT TRUCKS											
Level	A	590	580	570	550	540	490	470	460	450	440
	B	990	970	940	920	900	810	790	770	750	740
	C	1,360	1,330	1,290	1,260	1,240	1,130	1,110	1,080	1,050	1,030
	D	1,620	1,580	1,540	1,510	1,470	1,350	1,320	1,290	1,260	1,230
	E	1,890	1,840	1,800	1,760	1,720	1,710	1,670	1,630	1,590	1,550
Rolling	A	590	540	500	460	420	490	440	410	370	350
	B	990	900	830	760	710	810	740	680	620	580
	C	1,360	1,240	1,130	1,050	970	1,130	1,030	950	870	810
	D	1,620	1,470	1,350	1,250	1,160	1,350	1,230	1,130	1,040	960
	E	1,890	1,720	1,580	1,450	1,350	1,710	1,550	1,430	1,320	1,220
Mountainous	A	590	480	400	340	300	490	390	320	280	240
	B	990	790	660	570	500	810	650	540	460	410
	C	1,360	1,090	910	780	680	1,130	910	760	650	570
	D	1,620	1,300	1,080	930	810	1,350	1,080	900	770	680
	E	1,890	1,510	1,260	1,080	950	1,710	1,370	1,140	980	860

NOTE: Lane widths are 12 ft. Shoulder width is 6 ft. PHF = 0.9. Number of access points = 20 per mi. Divided highway.

AUTOPISTAS URBANAS

PROBLEMA 1.- DADA UNA AUTOPISTA URBANA DE 4 CARRILES CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

- **VELOCIDAD DE FLUJO LIBRE = 60 MPH**
- **VOLUMEN DIRECCIONAL DURANTE LA HORA PICO = 2,100 VPH**
- **CAMION = 6%**
- **FACTOR DE LA HORA PICO = 0.95**
- **ANCHO DE CARRILES = 11 PIES**
- **LA OBSTRUCCION SE ENCUENTRA INMEDIATAMENTE AL BORDE DEL CAMINO Y DEL CAMELLON**
- **EL TERRENO ES ONDULADO**
- **EL USUARIO ESTA FAMILIARIZADO CON LA RUTA**

• DETERMINAR EL NIVEL DE SERVICIO

PROBLEMA 2.- SE PRETENDE DISEÑAR LA SECCION DE UNA AUTOPISTA URBANA LA CUAL SE LOCALIZA EN UN TERRENO A NIVEL Y SE ESPERA OPERE BAJO CONDICIONES DE NIVEL DE SERVICIO C. LAS CARACTERISTICAS DE OPERACION DEL TRAFICO QUE SE PREVEE, SON LAS SIGUIENTES:

- **SE ESPERA QUE DICHA SECCION DE LA AUTOPISTA CIRCULE CON UN VOLUMEN HORARIO DE DISEÑO DIRECCIONAL = 4,500 VPH**
- **CAMION = 12%**
- **FACTOR DE LA HORA PICO = 0.90**
- **ESTA AUTOPISTA CORRESPONDERA A UNA RUTA SUBURBANA SIRVIENDO A USUARIOS REGULARES**
- **LA VELOCIDAD DE FLUJO LIBRE = 60 MPH (LA CUAL FUE DETERMINADA A PARTIR DE OBSERVACIONES EN VIALIDADES SIMILARES EN EL AREA)**

• DETERMINAR EL NUMERO DE CARRILES

TABLE 3-1. LEVEL OF SERVICE CRITERIA FOR BASIC FREEWAY SECTIONS

LEVEL OF SERVICE	MAXIMUM DENSITY (PC/M/LN)	MINIMUM SPEED (MPH)	MAX SERVICE FLOW RATE (PC/PH/PL)	MAXIMUM v/c RATIO
FREE-FLOW SPEED = 70 MPH				
A	10.0	70.0	700	0.318/0.304
B	16.0	70.0	1,120	0.509/0.487
C	24.0	68.5	1,644	0.747/0.715
D	32.0	63.0	2,015	0.916/0.876
E	36.7/39.7	60.0/58.0	2,200/2,300	1.000
F	var	var	var	var
FREE-FLOW SPEED = 65 MPH				
A	10.0	65.0	650	0.295/0.283
B	16.0	65.0	1,040	0.473/0.452
C	24.0	64.5	1,548	0.704/0.673
D	32.0	61.0	1,952	0.887/0.849
E	39.3/43.4	56.0/53.0	2,200/2,300	1.000
F	var	var	var	var
FREE-FLOW SPEED = 60 MPH				
A	10.0	60.0	600	0.272/0.261
B	16.0	60.0	960	0.436/0.417
C	24.0	60.0	1,440	0.655/0.626
D	32.0	57.0	1,824	0.829/0.793
E	41.5/46.0	53.0/50.0	2,200/2,300	1.000
F	var	var	var	var
FREE-FLOW SPEED = 55 MPH				
A	10.0	55.0	550	0.250/0.239
B	16.0	55.0	880	0.400/0.383
C	24.0	55.0	1,320	0.600/0.574
D	32.0	54.8	1,760	0.800/0.765
E	44.0/47.9	50.0/48.0	2,200/2,300	1.000
F	var	var	var	var

NOTE: In table entries with split values, the first value is for four-lane freeways, and the second is for six- and eight-lane freeways

TABLE 3-2. ADJUSTMENT FACTOR FOR RESTRICTED LANE WIDTH AND LATERAL CLEARANCE

DISTANCE FROM TRAVELED WAY TO OBSTRUCTION* (FT)	ADJUSTMENT FACTOR					
	OBSTRUCTIONS ON ONE SIDE			OBSTRUCTIONS ON TWO SIDES		
	LANE WIDTH* (FT)					
	≥12	11	10	≥12	11	10
≥6	1.00	0.95	0.90	1.00	0.95	0.90
4	0.99	0.94	0.89	0.98	0.93	0.88
2	0.97	0.92	0.88	0.95	0.90	0.86
0	0.92	0.88	0.84	0.86	0.82	0.78

* Interpolation may be used for lane width or distance from traveled way to obstruction.

TABLE 3-6. PASSENGER CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND BUSES ON SPECIFIC DOWNGRADES

DOWN-GRADE (%)	LENGTH OF GRADE (MI)	PASSENGER CAR EQUIVALENT, E _T			
		PERCENT TRUCKS/BUSES			
		5	10	15	20
<4	All	1.5*	1.5*	1.5*	1.5*
4	≤4	1.5*	1.5*	1.5*	1.5*
4	>4	2.0	2.0	2.0	1.5
5	≤4	1.5*	1.5*	1.5*	1.5*
5	>4	5.5	4.0	4.0	3.0
≥6	≤4	1.5*	1.5*	1.5*	1.5*
≥6	>4	7.5	6.0	5.5	4.5

* Value for level terrain

TABLE 7-2. ADJUSTMENT FOR MEDIAN TYPE

MEDIAN TYPE	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)
Undivided Highways	1.6
Divided Highways (including TWLTLs)	0.0

TABLE 7-3. ADJUSTMENT FOR LANE WIDTH

LANE WIDTH (FT)	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)
10	6.6
11	1.9
12	0.0

TABLE 7-4. ADJUSTMENT FOR LATERAL CLEARANCE

FOUR-LANE HIGHWAYS		SIX-LANE HIGHWAYS	
TOTAL LATERAL CLEARANCE* (FT)	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)	TOTAL LATERAL CLEARANCE* (FT)	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)
12	0.0	12	0.0
10	0.4	10	0.4
8	0.9	8	0.9
6	1.3	6	1.3
4	1.8	4	1.7
2	3.6	2	2.8
0	5.4	0	3.9

* Total lateral clearance is the sum of the lateral clearances of the median (if greater than 6 ft, use 6 ft) and shoulder (if greater than 6 ft, use 6 ft). Therefore, for analysis purposes, total lateral clearance cannot exceed 12 ft.

TABLE 7-5. ACCESS-POINT DENSITY ADJUSTMENT

ACCESS POINTS PER MILE	REDUCTION IN FREE-FLOW SPEED (MPH)
0	0.0
10	2.5
20	5.0
30	7.5
40 or more	10.0

TABLE 7-7. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS ON EXTENDED GENERAL MULTILANE HIGHWAY SEGMENTS

FACTOR	TYPE OF TERRAIN		
	LEVEL	ROLLING	MOUNTAINOUS
E_T (Trucks and Buses)	1.5	3.0	6.0
E_R (RVs)	1.2	2.0	4.0

TABLE 7-8. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND BUSES ON UNIFORM UPGRADES

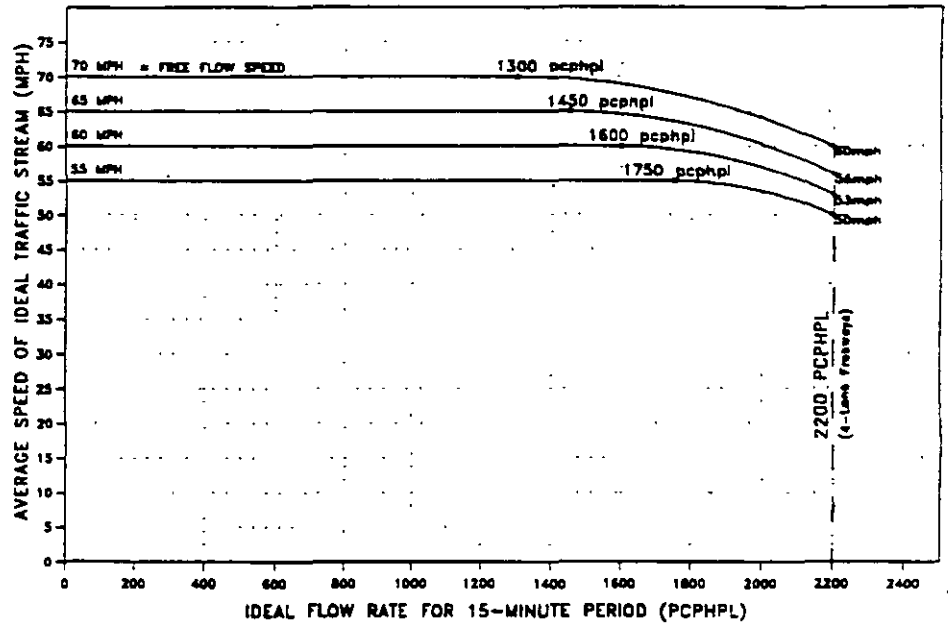
GRADE (%)	LENGTH (MI)	E_T^*								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
PERCENT TRUCKS AND BUSES										
< 2	All	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
2	0-1/4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1/4-1/2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1/2-3/4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	3/4-1	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1-1 1/2	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 1 1/2	4.5	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
3	0-1/4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1/4-1/2	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
	1/2-3/4	6.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.0
	3/4-1	7.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0
	1-1 1/2	8.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0
	> 1 1/2	8.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
4	0-1/4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	1/4-1/2	5.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5
	1/2-3/4	9.5	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5
	3/4-1	10.5	8.0	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0
	> 1	11.0	8.0	7.5	7.0	6.0	6.0	5.0	5.0	4.5
	5	0-1/4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
1/4-1/2		6.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0
1/2-3/4		9.0	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5
3/4-1		12.5	9.0	8.5	8.0	7.0	7.0	6.0	6.0	5.0
> 1		13.0	9.5	9.0	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0	5.5
> 1		13.0	9.5	9.0	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0	5.5
6	0-1/4	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
	1/4-1/2	9.0	6.5	6.0	6.0	5.0	5.0	4.0	3.5	3.0
	1/2-3/4	12.5	9.5	8.5	8.0	7.0	6.5	6.0	6.0	5.5
	3/4-1	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.0	8.0	7.5	6.5
	> 1	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.5	8.0	7.5	6.5
	> 1	15.0	11.0	10.0	9.5	9.0	8.5	8.0	7.5	6.5

NOTE: If a length of grade falls on a boundary condition, the equivalent from the longer-grade category is used. For any grade steeper than the percent shown, use the next higher grade category.
 * Four- or six-lane highways.

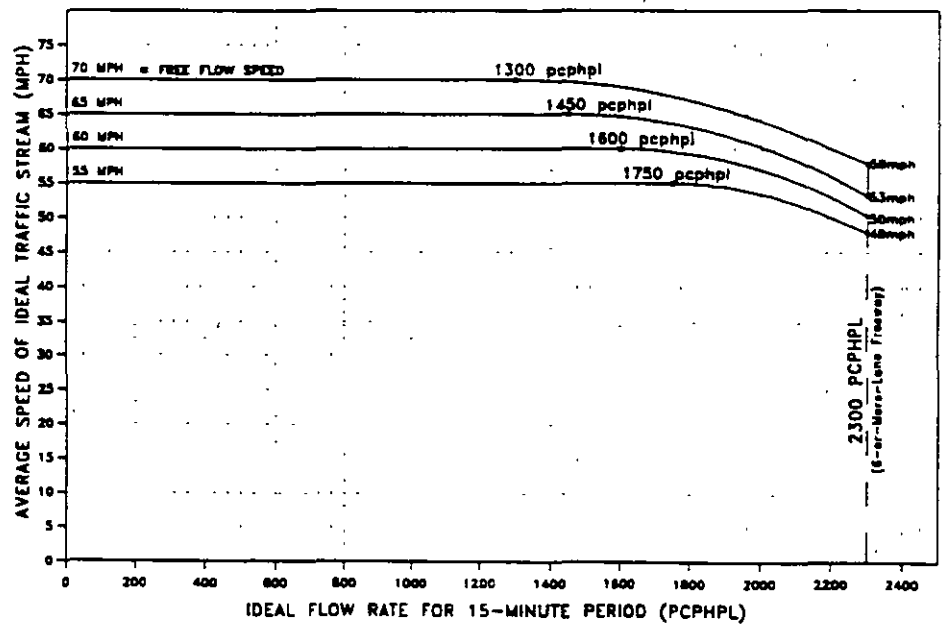
TABLE 7-11. SERVICE FLOW RATES IN VEHICLES PER LANE FOR USE IN PLANNING ANALYSIS

TYPE OF TERRAIN	LEVEL OF SERVICE	FREE-FLOW SPEED (IDEAL CONDITIONS) = 60 MPH					FREE-FLOW SPEED (IDEAL CONDITIONS) = 50 MPH				
		0	5	10	15	20	0	5	10	15	20
Level	A	590	580	570	550	540	490	470	460	450	440
	B	990	970	940	920	900	810	790	770	750	740
	C	1,360	1,330	1,290	1,260	1,240	1,130	1,110	1,080	1,050	1,030
	D	1,620	1,580	1,540	1,510	1,470	1,350	1,320	1,290	1,260	1,230
	E	1,890	1,840	1,800	1,760	1,720	1,710	1,670	1,630	1,590	1,550
Rolling	A	590	540	500	460	420	490	440	410	370	350
	B	990	900	830	760	710	810	740	680	620	580
	C	1,360	1,240	1,130	1,050	970	1,130	1,030	950	870	810
	D	1,620	1,470	1,350	1,250	1,160	1,350	1,230	1,130	1,040	960
	E	1,890	1,720	1,580	1,450	1,350	1,710	1,550	1,430	1,320	1,220
Mountainous	A	590	480	400	340	300	490	390	320	280	240
	B	990	790	660	570	500	810	650	540	460	410
	C	1,360	1,090	910	780	680	1,130	910	760	650	570
	D	1,620	1,300	1,080	930	810	1,350	1,080	900	770	680
	E	1,890	1,510	1,260	1,080	950	1,710	1,370	1,140	980	860

NOTE: Lane widths are 12 ft. Shoulder width is 6 ft. PHF = 0.9. Number of access points = 20 per mi. Divided highway.

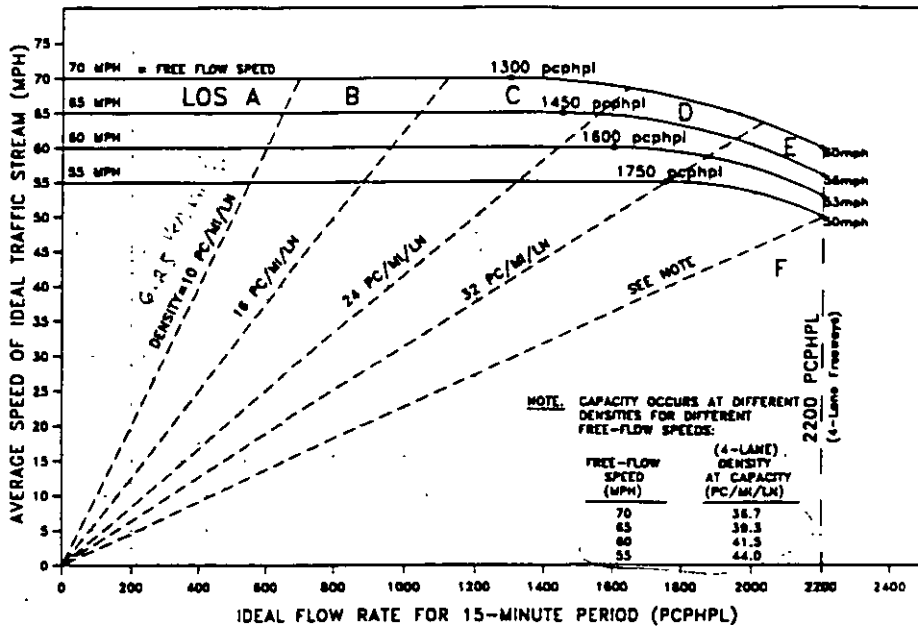


(a)



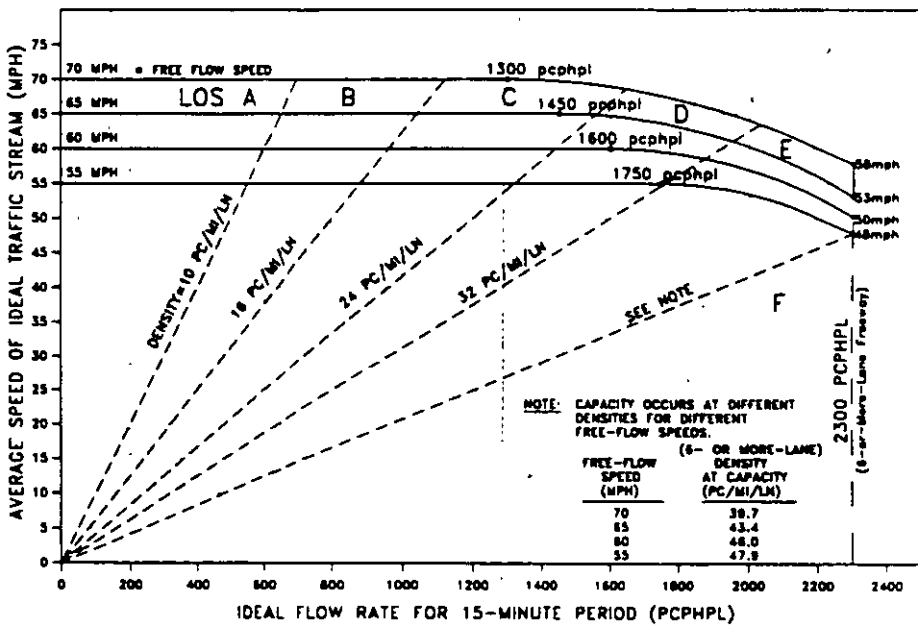
(b)

Figure 3-2. Speed-flow characteristics for basic freeway sections (for ideal conditions): (a) four-lane freeways, (b) six-or-more-lane freeways.



14
 15
 16
 17
 18
 19
 20
 21
 22
 23
 24
 25
 26
 27
 28

(a)



(b)

Figure 3-3. Level of service criteria: (a) four-lane freeways, (b) six-or-more-lane freeways



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

II DIPLOMADO INTERNACIONAL DE TRANSPORTE

MODULO IV: INGENIERÍA DE TRANSITO

CAPITULO VI

TEMA: CAPACIDAD EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

Ing. Rita Bustamante Alcántara

Junio, 1997

CAPACIDAD EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

**APUNTES ELABORADOS TOMANDO COMO BASE EL CAPITULO 8 DEL " HIGHWAY
CAPACITY MANUAL"
ESPECIAL REPORT 209**

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD
NATIONAL RESEARCH COUNCIL
WASHINGTON, D. C. 1992

ING. RITA BUSTAMANTE ALCANTARA

CARRETERAS DE DOS CARRILES

I. INTRODUCCION

Una carretera de dos carriles puede ser definida como un camino que tiene un solo carril para el uso del tránsito en cada sentido. El rebase a los vehículos más lentos requiere del uso del carril del sentido contrario, siempre que lo permita la distancia de visibilidad y los espacios entre vehículos de la circulación opuesta. Cuando aumenta el volumen y/o las restricciones geométricas se incrementan, la posibilidad del rebase disminuye, causando la formación de pelotones o colas de vehículos en la corriente del tránsito. En este caso los conductores están sujetos a demora a causa de la imposibilidad de realizar la maniobra de rebase.

Las carreteras de dos carriles constituyen la red predominante dentro del sistema nacional de carreteras con que cuenta nuestro país. Se utilizan para una gran variedad de funciones, se les encuentra en toda las regiones y sirven a un gran amplio rango de requerimientos del tránsito.

Una eficiente *movilidad* es la función más importante de las carreteras de dos carriles, cuando éstas son utilizadas como "arterias" que conectan grandes generadores del tránsito o como enlaces principales a nivel de los estados y de la red nacional carreteras (lo que en México se conoce como red troncal). Tales rutas sirven en largas distancias a conductores que viajan por motivos de comercio o recreación y pueden tener tramos de varios kilómetros que atraviesan zona rural sin ningún control que interrumpa el tránsito. Lo más deseable en estos caminos es mantener una velocidad alta y consistente con demoras por rebase poco frecuentes.

Para muchos de los caminos pavimentados de dos carriles, la función básicamente es la *accesibilidad*, proporcionando una transitabilidad en todas las épocas del año a volúmenes vehiculares relativamente bajos, siendo ésta su principal política a considerar, más que la de proveer altas velocidades.

Las carreteras de dos carriles también sirven a zonas recreativas o turísticas donde el medio ambiente y el panorama se admiran y disfrutan sin la interrupción del tránsito o las demoras. En estos casos se desea una carretera segura, más que esperar o desear un camino de alta velocidad.

En otros casos, tramos cortos de carreteras de dos carriles sirven a altos volúmenes vehiculares, en conexiones de poca longitud entre carreteras de carriles múltiples o centros urbanos. En estos tramos de corta longitud, las condiciones de tránsito tienden a ser mejores que las que se esperan para tramos largos, ya que en estos últimos es donde generalmente los conductores esperan mejor calidad de servicio.

Por estas razones, los 3 parámetros usados para describir la calidad de servicio en las carreteras de dos carriles son:

- 1.- Velocidad media de recorrido (velocidad promedio de viaje)
- 2.- Porcentaje de demora
- 3.- Utilización de la capacidad.

La velocidad media de recorrido refleja la función de movilidad en las carreteras de dos carriles. Corresponde a la longitud del segmento o tramo considerado entre el tiempo promedio de recorrido de todos los vehículos que circulan en el tramo para ambos sentidos en un intervalo de tiempo designado.

El porcentaje de demora refleja tanto la función de movilidad como la de accesibilidad. Está definido como el porcentaje promedio de tiempo en que todos los vehículos están demorados mientras viajan en la cola de vehículos debido a la imposibilidad para rebasar. El porcentaje de demora es difícil de medir en campo, por lo que el porcentaje de vehículos viajando a intervalos menores de 5 seg. puede usarse como una medida de apoyo en los estudios de campo.

La utilización de la capacidad refleja la accesibilidad, y se define como la relación entre el valor de flujo demandado y la capacidad del camino.

El criterio para definir el nivel de servicio utiliza los 3 parámetros anteriormente mencionados, siendo el porcentaje de demora la medida principal de la calidad del servicio. La velocidad y la capacidad son parámetros considerados como medidas secundarias.

Este capítulo proporciona definiciones específicas, así como, la metodología para la estimación del nivel de servicio de todo tipo de carreteras de dos carriles. Los apartados siguientes proporcionan los procedimientos tanto para analizar un punto como un tramo, y/o para problemas de tipo operacional que pudieran presentarse a causa de altos volúmenes vehiculares y/o restricciones geométricas.

NIVELES DE ANALISIS.

Los análisis se proporcionan en dos niveles:

1) **Análisis operacional.** Esta aplicación sirve para determinar el nivel de servicio para una carretera de dos carriles bajo condiciones existentes del tránsito y del camino, o para condiciones futuras proyectadas, estos análisis se realizan para tramos en general o pendientes específicas.

2) **Sistema de planificación.** Esta aplicación permite a los planificadores determinar rápidamente el TPDA (tránsito promedio diario anual) que puede acomodarse en las carreteras de dos carriles para varios niveles de servicio y condiciones del terreno.

Los cálculos para el nivel de análisis de diseño no se realizarán debido a que el número de carriles es fijo. Sin embargo, las modificaciones que se hagan a las pendientes o al alineamiento podrían mejorar la eficiencia operacional de la carretera.

La selección de un adecuado nivel de análisis está basado en los objetivos del análisis, las bases de datos disponibles y la precisión de los requerimientos.

CARACTERISTICAS OPERACIONALES

Las características de operación del tránsito en carreteras de dos carriles son únicas. El cambio de carril y el rebase son solo posibles invadiendo el carril que sirve al tránsito que viene de frente (carril de sentido contrario). La demanda de rebase se incrementa rápidamente cuando el volumen aumenta, mientras que la capacidad de rebase en el carril opuesto disminuye cuando el volumen aumenta. De este modo, a diferencia de otras vías de flujo ininterrumpido, en las carreteras de dos carriles, el flujo de tránsito en una dirección influye en el flujo del sentido contrario. Los conductores se ven forzados a ajustar sus velocidades individuales cuando el volumen se incrementa y la posibilidad de rebase disminuye. Dos características de la corriente del tránsito:

- la velocidad media de recorrido y
- el porcentaje de demora

son usados como medidas operacionales para describir la calidad del servicio proporcionada al conductor en este tipo de vías.

Las altas velocidades han empezado a usarse como criterios en el diseño de vías importantes, de hecho se han observado velocidades medias por arriba de las 55 mph (89 km/h) sobre carreteras principales o troncales que atraviesan zonas rurales.

Las investigaciones han demostrado que la velocidad es poco sensible al volumen en las carreteras sin pendiente significativa o flujos de tránsito cambiando de dirección. Consecuentemente, las velocidades promedio menores a 50 mph (80 km/h) se consideran indeseables para las carreteras importantes de dos carriles a nivel, debido al alto porcentaje de tiempo que los conductores estarían en demora.

Los conductores estarán en demora cuando viajen detrás del líder de la cola de vehículos, a velocidades menores que la deseada, existiendo un intervalo (espacio entre vehículos en tiempo) menor de 5 segundos.

El porcentaje del tiempo de demora refleja el cambio en la calidad del servicio que el conductor percibe bajo un amplio rango de condiciones geométricas y del tránsito. Por lo regular, a volúmenes vehiculares bajos, los conductores casi nunca se demoran debido a que la demanda de rebase es baja, los intervalos promedio son altos y por tanto la posibilidad de rebase es alta. El porcentaje de demora en tales condiciones es cercano a cero.

A medida que los volúmenes se aproximan a la capacidad, la demanda de rebase excede por mucho a la capacidad de rebase, dando lugar a la formación de grandes "colas" de vehículos, donde los conductores estarán demorados hasta casi el 100% del tiempo. Aún cuando las velocidades pueden ser relativamente altas o cerca de la capacidad (40 mph o más), la frustración del conductor podría ser excesiva si estas condiciones se vuelven rutinarias por grandes periodos de tiempo.

Las relaciones básicas entre la velocidad media de recorrido, el porcentaje de tiempo de demora y el flujo son mostradas en la figura 8-1. Estas curvas suponen condiciones ideales del tránsito y del camino.

CONDICIONES IDEALES

Las condiciones ideales para carreteras de dos carriles se definen como condiciones sin restricciones en la geometría, el tránsito y el medio ambiente. Específicamente, estas incluyen:

- 1.- Velocidad de diseño mayor o igual a 60 mph (95 km/h).
- 2.- Ancho de carril mayor o igual a 12 ft. (3.65 m).
- 3.- Obstáculos laterales a una distancia mayor o igual a 6 ft (1.80 m)
- 4.- Sin la existencia de zonas de no rebase en la carretera.
- 5.- Todos los vehículos en la corriente del tránsito son vehículos ligeros.
- 6.- Una distribución direccional del tránsito de 50/50 para cada sentido.
- 7.- Sin obstáculos al tránsito directo debidos a dispositivos de control o vehículos dando vuelta.
- 8.- Terreno a nivel.

La capacidad de las carreteras de dos carriles bajo estas condiciones ideales es de 2800 vl/h en total, para ambos sentidos. Esta capacidad refleja el impacto de los vehículos en el

sentido opuesto sobre las oportunidades de rebasar y por lo tanto sobre la habilidad para llenar eficientemente los intervalos en la corriente del tránsito.

La distribución direccional en condiciones ideales es de 50/50. La mayoría de los factores de distribución direccional observados en las carreteras de zonas rurales varían en un rango del 55/45 al 70/30. En carreteras de rutas turísticas el reparto puede ser tan alto como de hasta 80/20 o más durante los períodos vacacionales u otros períodos pico. Algunas variaciones en la velocidad y el porcentaje de demora se presentarán cuando ocurran cambios en el factor de distribución direccional y los niveles de volumen.

La frecuencia de las zonas de no rebase a lo largo de una vía de dos carriles es utilizada como una característica de diseño de la carretera que además definirá condiciones esperadas del tránsito. Una zona de no rebase se define como cualquier zona marcada con el señalamiento correspondiente, o en otro caso, como cualquier tramo de camino en donde la distancia de visibilidad de rebase es de 1500 ft. (460 m aprox.) o menos. En este procedimiento se usa un porcentaje promedio de zonas de no rebase en ambos sentidos a lo largo de un tramo. El porcentaje típico para carreteras de dos carriles en zona rural fluctúa en un rango de 20% al 50%, en amplios tramos en zonas montañosas puede presentarse hasta un 100%. Las zonas de no rebase tienen un efecto mayor en terrenos montañosos que en tramos a nivel o en lomerío.

II. METODOLOGIA

NIVELES DE SERVICIO

Como se ha mencionado, los criterios para definir los niveles de servicio en carreteras de dos carriles están enfocados hacia la movilidad y la accesibilidad. La medida principal de la calidad de servicio es el porcentaje del tiempo de demora, utilizando como medidas secundarias la velocidad y la capacidad. El criterio toma en cuenta para cálculos los flujos de los periodos pico de 15 min.

En la tabla 8-1 se muestran los criterios usados para definir los niveles de servicio en tramos con clasificación general del terreno. Para cada nivel de servicio, se muestra el porcentaje de tiempo de demora y la velocidad media de recorrido con valores que varían ligeramente por tipo de terreno. La parte principal incluye los valores máximos de la relación v/c , para varias categorías de terreno y niveles de servicio. Estas relaciones v/c son de alguna manera diferente a los presentados para el análisis de otro tipo de infraestructuras. Para la carreteras de dos carriles, los valores dados representan la relación del valor de flujo a la "capacidad ideal", teniendo esta última un valor de 2800 vl/h que se presentará para condiciones de terreno a nivel, con condiciones geométricas ideales y cero porcentaje de zonas de no rebase.

Para simplificar los procedimientos de calculo las relaciones v/c están dadas en términos de la constante de la capacidad ideal que es de 2800 vl/h en ambos sentidos.

Los criterios establecidos en la tabla 8-1 se aplican a carreteras donde la eficiente movilidad es el objetivo principal de la vía. Cuando las velocidades han sido restringidas por la autoridad competente debido al paso por poblados o villas, el porcentaje de demora y la utilización de la capacidad son los únicos indicadores significativos del nivel de servicio.

La tabla 8-2 establece los niveles de servicio para tramos con pendientes específicas, relacionando a la velocidad media de recorrido de los vehículos en ascenso con los niveles de servicio, ya que en estos casos las condiciones operacionales serán diferentes de las que se adoptaron para segmentos de topografía general. Esta velocidad se ve afectada seriamente, cuando se forman colas de vehículos detrás de los vehículos lentos que intensifican las maniobras de rebase las cuales son generalmente más difíciles. Además a diferencia de los tramos de terreno con topografía general, en donde puede estimarse la velocidad media de recorrido aproximada a la cual ocurre la capacidad, en los tramos con pendientes específicas habrá que considerar, su inclinación, longitud y el volumen vehicular.

Adicionalmente este capítulo incluye los procedimientos especiales para pendientes sostenidas en carreteras de dos carriles de dos carriles.

La operación en pendientes descendentes no se especifica en este procedimiento, sin embargo para pendientes descendentes suaves (menores de 3%) se puede establecer comparaciones con las que se presentan en los caminos a nivel. En pendientes más severas, la operación vehicular es intermedia entre las esperadas en un camino a nivel y las esperadas en una pendiente ascendente de similares características del tránsito y del camino. La mayor preocupación en lo que se refiere a las pendientes descendentes es el potencial peligro para los camiones en caso de quedarse sin frenos.

La más alta calidad de servicio ocurre cuando el conductor puede viajar a la velocidad deseada, sin estrictas imposiciones, esta alta calidad de servicio sería representativa del nivel de servicio A, el cual tiene una velocidad media aproximada de 60 mph (95 km/h). En este caso la frecuencia de rebase requerida permite mantener esta velocidad, ya que la demanda de rebase esta muy por debajo de la capacidad de rebase y casi no se observan filas de tres o más vehículos. Los conductores experimentarán demoras de no más de 30% del tiempo debidas a vehículos moviéndose a baja velocidad. En este nivel de servicio se puede alcanzar un valor de flujo de 420 vl/h en ambos sentidos y bajo condiciones ideales.

El nivel de servicio B caracteriza por velocidades de 55 mph o ligeramente más altas en el caso de terreno a nivel. En este nivel la demanda de rebase permite mantener la velocidad deseada llegando a ser significativa y aproximadamente igual a la capacidad de rebase en el límite inferior del nivel de servicio B. Los conductores experimentarán demoras de hasta el 45% de tiempo en promedio. Se presentarán valores de flujo de servicio de 750 vl/h

para ambos sentidos bajo condiciones ideales. Por arriba de este flujo el número de pelotones o filas de vehículos se incrementará drásticamente.

Nivel de servicio C, este nivel se caracteriza por un notable incremento en la formación de pelotones o colas de vehículos, el tamaño de estas, y el impedimento frecuente para rebasar, la velocidad media aun excede las 52 mph (85 km/h) en terreno a nivel, aunque ya la demanda de rebase es mayor que la capacidad de rebase. En este nivel empieza a ocurrir una reducción significativa de la capacidad de rebase como resultado de los altos volúmenes vehiculares que se encadenan formando pelotones o colas. Aquí todavía el flujo de tránsito es estable, pero ya empezará a ser susceptible de congestión debido a vehículos dando vuelta y otros moviéndose lentamente. El porcentaje de tiempo de demora será de hasta 60%. Los valores de flujo de servicio alcanzarán hasta 1200 vl/h en ambos sentidos bajo condiciones ideales.

Nivel de servicio D, se caracteriza por un flujo de tránsito que se aproxima ya a un flujo de tipo inestable, esencialmente las dos corrientes opuestas de tránsito empiezan a operar separadamente con altos volúmenes, por lo tanto la maniobra de rebase llega a ser extremadamente difícil. La demanda de rebase es muy alta mientras la capacidad de rebase se acerca a cero. Es común observar pelotones o filas con un promedio de 5 a 10 vehículos, si bien todavía pueden alcanzarse velocidades medias de 50 mph (80 km/h) bajo condiciones ideales. La proporción de zonas de no rebase a lo largo del camino usualmente tiene poca influencia sobre las maniobras de rebase. Tanto vehículos dando vuelta como distractores al lado del camino causarán una importante onda perturbadora en la corriente de tránsito. El porcentaje de tiempo que el conductor estará en demora se acerca al 75 %. El valor de flujo máximo alcanzará los 1800 vl/h en ambos sentidos bajo condiciones ideales. Este es el más alto valor de flujo que puede mantenerse durante un largo tiempo sobre un prolongado tramo de un camino a nivel sin que exista una alta probabilidad de interrupción.

Nivel de Servicio E, se define para aquellos flujos de tránsito que presentan un porcentaje de tiempo de demora mayor al 75 %. Bajo condiciones ideales las velocidades caerán por debajo de las 50 mph (80 km/h). La velocidad media en carreteras que no cumplen con todas las condiciones ideales puede ser aun menor, tanto como por ejemplo 25 mph (40 km/h) para pendientes sostenidas. Las maniobras de rebase virtualmente son imposibles bajo condiciones de nivel de servicio E.

Los altos volúmenes vehiculares alcanzados bajo un nivel de servicio E, definen la capacidad del camino. Con condiciones ideales esta capacidad es de 2800 vl/h en ambos sentidos. Para otras condiciones la capacidad es aun menor. Observe que las proporciones v/c dadas en la tabla 8-1 no son 1.00 en todos los casos, esto se debe a que las proporciones están calculadas a partir de la "capacidad ideal". Las condiciones de operación del tránsito rara vez se observan cerca de la capacidad en caminos de zonas rurales, principalmente debido a la escasez de la demanda.

La distribución direccional afecta a la capacidad del camino, a medida que el reparto difiere de la condición ideal 50/50, la capacidad total se reduce para ambos sentidos de la manera siguiente:

DISTRIBUCION DIRECCIONAL	CAPACIDAD TOTAL (vl/h)	PROPORCION DE CAPACIDAD A CAPACIDAD IDEAL
50/50	2800	1.00
60/40	2650	0.94
70/30	2500	0.89
80/20	2300	0.83
90/10	2100	0.75
100/00	2000	0.71

Para tramos cortos en caminos de dos carriles, tales como túneles o puentes, las interacciones del tránsito opuesto, pueden tener solo un efecto secundario sobre la capacidad.

Nivel de servicio F. Como en otros tipos de vías, este nivel representa flujos altamente congestionados, con la demanda de flujo vehicular excediendo totalmente a la capacidad. En este caso la velocidad esta por debajo de la velocidad que se alcanza para el nivel de capacidad. La mayoría de las veces las perturbaciones del flujo de tránsito en un nivel de servicio E serán causa para provocar una rápida transición a un nivel de servicio F.

ANÁLISIS OPERACIONAL

En esta sección se presenta la metodología para el análisis operacional de segmentos generales de terreno y pendientes específicas, con procedimientos especiales para cada uno de ellos.

Si el tramo en estudio tiene pendientes hasta el 3% o hasta ½ milla (800 m aprox.) de longitud, puede analizarse con los procedimientos para la forma general, en el caso de pendientes mayores y longitudes mayores se tratará como pendiente específica. La longitud de la pendiente se tomará como la tangente más una porción de la curva vertical

en al principio y final de la pendiente, aproximadamente $\frac{1}{4}$ de la longitud de la curva vertical se incluirá al principio y final de la pendiente para obtener la longitud sobre la se analizará. Además si dos pendientes, en la misma dirección, se unen por una curva vertical, la mitad de la curva vertical se incluirá para cada tramo de pendiente.

El objetivo de este análisis es encontrar el nivel de servicio para una vía existente o futura, operando con los volúmenes existentes o proyectados, este análisis también sirve para estimar la capacidad de un tramo del camino, o los valores de flujo de servicio que pueden presentarse para cada nivel de servicio.

Uso del factor horario de máxima demanda (PHF ó FHMD).

Como en otros tipos de análisis, éste se basa en valores de flujo para el período de los 15 minutos pico detectados dentro de la hora de interés, la cual es usualmente la hora de máxima demanda. De hecho los parámetros establecidos en la tabla 8-1 se calcularon con referencia a valores de flujo horarios equivalentes basados en los periodos pico de 15 min., por lo que para poder establecer comparaciones cuando se realice algún calculo, los volúmenes de demanda deberán convertirse primero a valores de flujo. Esto se logra de la siguiente manera:

para obtener un valor de flujo, los volúmenes horarios se dividen entre el factor horario de máxima demanda esto es

$$v=V/PHF$$

donde

v= valor de flujo horario equivalente basado en el flujo de los 15 minutos pico, para ambos sentidos, en vph.

V= volumen de demanda obtenido en la hora de interés, para ambos sentidos. en vph.

PHF =Factor horario de máxima demanda.

Aunque en algunos casos se podrá trabajar con los volúmenes de demanda sin afectarlos por el factor horario (PHF ó FHMD*), la decisión sobre utilizar un valor u otro dependerá del impacto que tengan las fluctuaciones dentro de la hora máxima, sobre la características de operación y si el impacto de estas fluctuaciones modifica las políticas de decisiones en los aspectos de diseño y operación. En general cuando el factor de hora pico es menor de 0.85, las condiciones de operación variarán substancialmente dentro de la hora.

Es preferible que el factor horario de máxima demanda se determine a partir de datos de campo, pero si no es posible contar con estos, en la tabla 8-3 se proporcionan valores obtenidos de flujos aleatorios, que de alguna manera son mayores que los obtenidos en campo.

Cuando se requiera determinar el nivel de servicio para un volumen de tránsito dado, se seleccionarán los valores de acuerdo con el nivel de volumen, en la parte superior de la tabla. Cuando se desee determinar un valor de flujo, se seleccionará un valor de la parte inferior de la tabla, ya que el volumen se desconoce.

ANÁLISIS DE TRAMOS DE TOPOGRAFIA GENERAL

Esta metodología estima las medidas operacionales del tránsito a lo largo de un tramo del camino, basándose en condiciones promedio del tránsito, el terreno y la geometría, clasificando el terreno como: a nivel, lomerío y montañoso y se aplicará sobre tramos de carretera de al menos 2 millas (3.2 km) de longitud.

Las características geométricas de la carretera incluyen una descripción general de las características de la sección longitudinal y la información de la sección transversal específica de la vía. La primera se describe por el porcentaje promedio de zonas de no rebase, este promedio es para ambos sentidos, el porcentaje del camino en el cual al distancia de visibilidad es menor a 1500 ft. (460 m aprox.) puede utilizarse como un indicador de estas zonas, por otra parte la información de la sección transversal incluye los anchos de carriles y acotamientos. Los datos geométricos que influyen en la velocidad de diseño y las pendientes específicas no son usados directamente en este análisis pero se encuentran reflejados indirectamente a través de otros factores geométricos.

Los datos de tránsito necesarios para aplicar esta metodología incluyen: el volumen horario en ambos sentidos, el factor horario de máxima demanda (este podrá obtenerse de datos de campo o a través de tablas como ya se explicó), la distribución direccional, otros datos de tránsito que se ocuparán son: el porcentaje de camiones, autobuses y vehículos recreacionales en la corriente del tránsito.

1. RELACION GENERAL

Las relación general que describe las operaciones del tránsito en un segmento o tramo con clasificación topográfica general esta dada por la siguiente expresión matemática:

$$SF_i = 2,800 * (v/c)_i * f_d * f_w * f_{HV} \quad (8-1)$$

Donde:

SF_i = Valor de flujo de servicio total en ambos sentidos para las condiciones prevalecientes del tránsito y del camino para el nivel de servicio i en v/h .

$(v/c)_i$ = Relación del valor de flujo a la capacidad ideal para un nivel de servicio i , obtenido de la tabla 8-1.

f_d = Factor de ajuste para la distribución direccional del tránsito obtenido de la tabla 8-4.

f_w = Factor de ajuste por carriles angostos y restricciones en el ancho del acotamiento, obtenido de la tabla 8-5.

f_{HV} = Factor de ajuste debido a la presencia de vehículos pesados (camiones, autobuses y vehículos recreacionales) en la corriente de tránsito calculado como sigue:

$$f_{HV} = 1/[1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1) + P_B(E_B - 1)] \quad (8-2)$$

Donde:

P_T, P_R, P_B = Proporción de camiones, vehículos recreacionales y autobuses respectivamente, expresados como valores decimales.

E_T, E_R, E_B = Equivalencias en vehículos ligeros para camiones, vehículos recreacionales y autobuses respectivamente, obtenidos de la tabla 8-6.

La ecuación 8-1 toma la capacidad ideal de 2800 v/h y se ajusta para reflejar la relación (v/c) apropiada para un nivel de servicio deseado, con distribuciones direccionales diferentes al 50/50, restricciones en el ancho de carril y acotamientos, además de vehículos pesados en la corriente del tránsito.

2. AJUSTE PARA LA RELACION V/C

Los valores de v/c dados en la tabla 8-1 reflejan una relación compleja entre la velocidad, flujo, demora y los parámetros geométricos para las carreteras de dos carriles. Específicamente los valores de la relación v/c varían con el nivel de servicio, tipo de terreno y la magnitud de las restricciones de rebase. Nótese que las relaciones v/c no

iguales a 1.00 para el terreno lomerío y montañoso, esto se debe a que estos valores están basados en la capacidad ideal de 2800 vl/h la cual no puede ser alcanzada en terrenos severos. Además como la formación de pelotones o colas es más frecuente en terrenos en lomerío y montaña debido a las restricciones de rebase, esto afectará mucho más a la capacidad y el nivel de servicio que en condiciones de terreno a nivel.

3. AJUSTE DEBIDO A LA DISTRIBUCION DIRECCIONAL

Todos los valores de v/c en la tabla 8-1 son para distribuciones direccionales 50/50 en carreteras de dos carriles. Para cualquier otra distribución que no sea la ideal deben aplicarse los factores mostrados en la tabla 8-4, a los valores obtenidos en la tabla 8-1.

4. AJUSTE POR ANCHOS DE CARRILES Y ACOTAMIENTOS ANGOSTOS (DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES)

El ancho de los carriles, cuando no es el adecuado, obliga a los conductores a manejar de forma más cercana a los vehículos que viajan por carril opuesto. Las restricciones al ancho de los acotamientos tienen un efecto similar, ya que algunos conductores tenderán a alejarse de los obstáculos al lado del camino u otros puntos restringidos que perciban, cerrándose hacia dentro de la misma vía y poniéndose en una situación de peligro. La forma como los conductores enfrentan estas situaciones es disminuyendo su velocidad y/o dejando un espacio mayor con respecto a los vehículos que viajan adelante de este, sobre el mismo carril. Ambas reacciones darán como resultado valores de flujo bajos.

Los factores que reflejan este comportamiento se muestran en la tabla 8-5 y son aplicados a valores v/c de la tabla 8-1. Nótese que los factores son mayores al acercarse a la capacidad debido a que, tanto las restricciones de ancho de carril como de acotamientos angostos, son menos perjudiciales a los vehículos que ya viajan a las velocidades reducidas que prevalecen en la operación.

5. AJUSTE DEBIDO A VEHÍCULOS PESADOS EN LA CORRIENTE DEL TRANSITO

Este factor se hace necesario debido a que los valores v/c de la tabla 8-1 fueron calculados tomando en cuenta que la corriente del tránsito se compone solo de vehículos ligeros, entendiéndose como tal, todos aquellos vehículos que apoyan cuatro llantas sobre la superficie de rodamiento, pudiéndose incluir "vans" ligeras (furgonetas) y camionetas "pick up".

Los vehículos pesados se clasifican en camiones, vehículos recreacionales y autobuses, es común encontrar en la corriente del tránsito una mezcla de todos ellos.

El factor de ajuste f_{HV} se calcula con la ecuación 8-2 y por las equivalencias a vehículos ligeros de la tabla 8-6, esta ecuación producirá valores del factor para cualquier mezcla de vehículos pesados, además contempla una distribución 50/50 entre camiones pesados (> 35,000 lb ó 16 TN) y estándar (\leq 35,000 lb 16 TN). En carreteras de dos carriles donde se

sirve a grandes porcentajes de camiones pesados en terreno montañoso se tendrán valores mayores de E_T que los mostrados en la tabla.

El deterioro causado por el impacto de los vehículos pesados sobre las vías de dos carriles se incrementa marcadamente a medida que el terreno es más severo, esto es consecuencia de que los vehículos pesados se mueven lento a causa de la inclinación de las pendientes, además dicho efecto se ve favorecido por las restricciones en la distancia de visibilidad de rebase, condición común en estos tramos.

ANALISIS DE PENDIENTES ESPECIFICAS

El análisis en pendientes específicas es más complejo que para tramos de terreno general. En estas pendientes, la operación de los vehículos en ascenso se ve substancialmente afectada, mientras que para los vehículos en descenso no existe tal impacto. Como resultado de esto, la tabla 8-2 presenta los niveles de servicio basados en la velocidad media de recorrido en el sentido ascendente, siendo la velocidad promedio de todos los vehículos que viajan por la pendiente. Cuando se presenten pendientes compuestas, se utilizará la pendiente promedio para su análisis.

La velocidad promedio ascendente a la cual ocurre la capacidad varía entre 25 y 40 mph (40 a 65 km/h), dependiendo del porcentaje de pendiente, el porcentaje de zonas de no rebase y otros factores. Debido a que las condiciones de operación al nivel de capacidad varían según la pendiente, su cálculo no es tan sencillo como el cálculo de los valores de flujo de servicio para los niveles de A a D, en donde la velocidad es establecida utilizando los criterios de la tabla 8-2.

En investigaciones se ha encontrado que las pendientes en carreteras de dos carriles tienen un impacto más significativo sobre la operación que las que tendrían, pendientes similares en carreteras de carriles múltiples. También se ha comprobado que aun en ausencia de vehículos pesados, la mayoría de los vehículos ligeros se verán afectados en pendientes largas, operando con menos eficiencia que en terreno a nivel.

Los problemas operacionales adicionales tales como los accidentes, descomposturas, etc., así como la nieve, hielo y otros factores ambientales adversos no son considerados en el análisis.

1.- Relación entre la velocidad y el valor de flujo de servicio en pendientes específicas.

La velocidad promedio en ascensos para este tipo de caminos puede estimarse para una pendiente específica con porcentaje y longitud dadas, asumiendo un nivel aproximado a la pendiente. Los valores de flujo de servicio en ambos sentidos SF, pueden calcularse para un nivel de servicio específico o para cualquier velocidad promedio ascendente. La necesidad de proveer un carril de ascenso para garantizar seguridad según la AASHTO, no es parte del procedimiento.

El valor de flujo de servicio para cualquier velocidad promedio ascendente está dada por la siguiente expresión:

$$SF_i = 2800 * (v/c)_i * f_d * f_w * f_g * f_{HV} \quad \dots\dots\dots (8-3)$$

donde:

SF_i = Valor de flujo de servicio para el nivel de servicio i, o velocidad i, total en vph para ambos sentidos bajo condiciones prevalecientes del tránsito y del camino.

$(v/c)_i$ = Relación v/c para el nivel de servicio i o velocidad i, obtenida de la tabla 8-7.

f_d = Factor de ajuste para la distribución direccional obtenida de la tabla 8-8.

f_w = Factor de ajuste por ancho de carriles y acotamientos reducidos, obtenidos de la tabla 8-5.

f_g = Factor de ajuste debido a los efectos operacionales de las pendientes sobre los vehículos ligeros, calculado como se describirá más adelante.

f_{HV} = Factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados en la corriente del tránsito ascendente, calculando como se describirá después.

Esta relación para pendientes específicas, por lo general no se aplica a pendientes menores del 3% o de longitud menor a ½ milla (800m).

2. Ajuste para la relación (v/c).

La tabla 8-7 muestra los valores v/c relacionados al porcentaje de pendiente, una velocidad promedio ascendente y un porcentaje de zonas de no rebase. Los valores mostrados son la relación del valor de flujo a la capacidad ideal de 2800 vl/h y supone que los vehículos ligeros no se verán afectados por pendientes prolongadas. Otros ajustes serán aplicados para tomar en cuenta los impactos de las pendientes sobre la operación de los vehículos ligeros. Esto es un punto importante, debido a que la relación v/c de 1.00 en la tabla 8-7 no significa necesariamente la capacidad. La solución para la capacidad de una pendiente prolongada se analizará después.

Los valores de v/c que se acercan o son iguales a 0.00 significan que la velocidad promedio ascendente respectiva, es difícil o imposible de lograr para el porcentaje de pendiente y el porcentaje de zonas de no rebase indicados.

3. Ajuste por distribución direccional

En pendientes prolongadas la distribución direccional puede ser un factor crítico para las operaciones. La tabla 8-8 contiene los factores de ajuste para un rango de distribuciones direccionales con pendientes ascendentes significativas.

4. Ajuste para carriles angostos y/o acotamientos restringidos

El factor apropiado para este caso se selecciona de la tabla 8-5, que se presentó anteriormente (la misma que se utiliza en los tramos con topografía general).

5. Ajuste para vehículos ligeros en pendientes.

Los valores v/c de la tabla 8-7 asumen que los vehículos ligeros mantendrán su velocidad sobre la pendiente sin ningún impedimento. Estudios recientes han indicado que la operación de los vehículos ligeros se ve afectada por las pendientes, aún cuando los vehículos pesados no están presentes en la corriente del tránsito. El factor f_g ajusta las relaciones v/c de la tabla 8-7 para tomar en cuenta este efecto. El factor se calcula como:

$$f_g = 1 / [1 + (P_p I_p)] \quad \dots\dots\dots (8-4)$$

Donde:

f_g = Factor de ajuste para la operación de los vehículos ligeros en pendientes.

P_p = Proporción de vehículos ligeros de la corriente del tránsito, que circulan en la pendiente ascendente expresada en decimal.

I_p = Factor de impedancia para vehículos ligeros calculada como :

$$I_p = 0.02 (E - E_0) \dots\dots\dots (8-5)$$

Donde:

E = Equivalente base de vehículos ligeros para un porcentaje de pendiente, longitud de pendiente y velocidad dados, seleccionado de la tabla 8-9.

E₀ = Equivalente base de vehículos ligeros para un pendiente de 0 y una velocidad dada, seleccionado de la tabla 8-9.

La tabla 8-9 (de equivalencias de vehículos ligeros) se utiliza para obtener tanto el factor de ajuste para los vehículos pesados como para vehículos ligeros como anteriormente se específico.

6. Ajuste debido a la presencia de vehículos pesados en la corriente del tránsito.

Este se calcula mediante:

$$f_{HV} = 1 / [1 + P_{HV} (E_{HV} - 1)] \dots\dots\dots (8-6)$$

donde:

f_{HV} = Factor de ajuste por la presencia de vehículos pesados en la corriente del tránsito ascendente.

P_{HV} = Proporción total de vehículos pesados (camiones + vehículos recreacionales + autobuses) en la corriente del tránsito ascendente.

E_{HV} = Equivalente de vehículos ligeros para una mezcla específica de vehículos pesados presente en la corriente del tránsito ascendente, calculada como:

$$E_{HV} = 1 + (0.25 + P_{T/HV}) (E - 1) \dots\dots\dots (8-7)$$

Donde:

P_{T/HV} = Proporción que corresponde a los camiones con respecto al total de los vehículos pesados.

E = Equivalente base de vehículos ligeros para un porcentaje de pendiente, longitud de pendiente y velocidad dados, seleccionado de la tabla 8-9.

Los valores de vehículos ligeros en la tabla 8-9 representan el promedio para mezcla del 14% de camiones, 4% de vehículos recreacionales y 0% de autobuses. Los valores de E_{HV} calculados por este procedimiento arrojan volúmenes equivalentes, los cuales viajarán a la misma velocidad promedio en conjunto, tal como sucede con la actual mezcla vehicular, bajo condiciones de flujo estable. Cualquier tendencia de los vehículos a detenerse o moverse lentamente por condiciones de altos niveles de volumen o requerimientos de potencia no es tomado en cuenta en este cálculo.

La existencia de vehículos pesados circulando en las pendientes de las carreteras de dos carriles es un problema particularmente difícil, ya que en estos casos un incremento en la formación de filas o pelotones causará al mismo tiempo un incremento en la restricción de no rebase. Un criterio comúnmente usado en el diseño de pendientes consiste en incluir un carril de ascenso donde la velocidad de operación de los camiones caiga a 10 mph o más. Las figuras 8-2 y 8-3 muestran las curvas de reducción de velocidad para camiones con relación de 200 y 300 lb/hp. La primera es representativa de los vehículos pesados promedio (típicos) y la segunda, de los vehículos pesados grandes, tales como vehículos que cargan productos agrícolas, minerales o forestales.

Un criterio adicional al anterior, utilizado también en el diseño de pendientes prolongadas, es la de incluir un carril de ascenso donde la velocidad de operación de camiones llega a caer a 10 mph y donde un análisis de niveles de servicio indique un serio deterioro en la calidad de la operación en una pendiente prolongada, cuando se compare con el tramo siguiente del mismo camino.

Los vehículos pesados circulando sobre pendientes prolongadas, también causan demora a otros vehículos. Esta demora puede ser evaluada como la diferencia en tiempo de viaje entre lo que los vehículos podrían lograr si no fueran afectados por los vehículos pesados y el tiempo de viaje actualmente experimentado en la mezcla de la corriente del tránsito.

7. Capacidad en tramos de pendientes específicas.

En los puntos 1 al 6 anteriores se describió el cálculo de los valores de flujo de servicio sobre pendientes específicas. Para los niveles de servicio de A hasta D, el procedimiento es sencillo. La velocidad relativa a los niveles de servicio deseado se selecciona de la tabla 8-2 y eligiendo los factores de ajuste apropiados para ser usados en la ecuación 8-3.

El valor de flujo de servicio a la capacidad (SF_E) no es fácil determinarlo, debido a que la velocidad a la cual ocurre varía dependiendo del porcentaje y longitud de la pendiente en cuestión. Para un rango normal de pendiente, esto es de 3% al 7% y hasta una longitud de 4 millas, la capacidad puede ocurrir en un rango de velocidades de 25 a 40 mph. La velocidad a la cual ocurre la capacidad está relacionada con el valor de flujo a la capacidad por medio de la siguiente ecuación:

$$S_c = 25 + 3.75(V_c/1000)^2 \dots\dots\dots (8-8)$$

Donde:

S_c = La velocidad a la cual ocurre la capacidad en mph.

V_c = Valor de flujo a la capacidad en vehículos mixtos v/h.

Por conveniencia, la ecuación predice las velocidades en pendientes ascendentes basada en el valor total de flujo en ambos sentidos, siendo válida hasta las 40 mph (65 km/h).

Si se dibujan los valores de flujo de servicio calculados para varias velocidades con la ecuación 8-3 y la relación correspondiente de la velocidad a la capacidad contra la relación de valor de flujo a la capacidad calculadas con la ecuación 8-8, las dos curvas se intersectarán. Dicha intersección definirá tanto la velocidad a la capacidad como el valor de flujo a la capacidad para la pendiente en cuestión.

PLANIFICACION DE UN SISTEMA DE CARRETERAS

El procedimiento de planificación permite a los organismos encargados de la operación de carreteras desarrollar estudios de políticas y planeación muy general. El tránsito, la geometría y los datos del terreno se clasifican en forma general, con la demanda de tránsito expresada en términos del TPDA (ADDT) para algún año futuro.

La tabla 8-10 presenta una TPDA (ADDT) máximo estimado para carreteras de dos carriles, relacionado con:

1. Nivel de servicio
2. Tipo de terreno
3. Factor horario de diseño

Los niveles de servicio están referidos a condiciones de operación dentro de los periodos pico de 15 min referido al día. Para cada nivel de servicio fue aplicado un porcentaje de tiempo de demora en los tres tipos de terreno. El criterio de planificación considera también una mezcla típica del tránsito de 14% de camiones, un 4% de vehículos recreacionales y sin autobuses. Utiliza una distribución direccional de 60/40 con porcentajes de zonas de no rebase del 20%, 40%, 60% para el terreno a nivel, lomerío y montañoso, respectivamente, además de geometría ideal con carriles de 12 ft. (3.65m), acotamientos de 6 ft. (1.80 m) y una velocidad de diseño de 60 mph (95 km/h).

Los valores del Tránsito Promedio Diario Anual (AADT) en la tabla 8-10 muestran un amplio rango de condiciones, estos valores fueron calculados a partir del valor de flujo de servicio como sigue:

$$AADT_i = SF_i * PHF/K \quad \dots\dots\dots (8-9)$$

Donde:

$AADT_i$ = El TPDA máximo para el nivel de servicio i, basado en las condiciones supuestas descritas anteriormente en v/d.

SF_i = Valor de flujo de servicio máximo para el nivel de servicio i calculando con la ecuación 8-3.

PHF = Factor horario de máxima demanda seleccionado de la tabla 8-3, para el nivel de servicio indicado.

K = Factor horario de diseño, esto es la proporción del TPDA que se espera ocurra en la hora de diseño.

III . PROCEDIMIENTOS DE APLICACION

La metodología descrita en la sección anterior se aplica tanto al análisis operacional como al de planificación. El análisis de diseño en este manual, se enfoca básicamente a la determinación del número de carriles requeridos para algún tipo de infraestructura dada. Esta situación no es significativa para las carreteras de dos carriles, donde el número de carriles ya es fijo. En cambio el diseño de las características del alineamiento horizontal y vertical tienen un impacto significativo sobre la operación, en este caso los análisis operacionales pueden ser utilizados para evaluar las alternativas y conocer estos impactos. Cuando los cálculos indiquen que la carretera no es la adecuada para las demandas existentes o proyectadas, existen opciones que pueden considerarse para su diseño, como las carreteras de carriles múltiples u otros tipos de caminos.

ANÁLISIS OPERACIONAL PARA TRAMOS CON CLASIFICACION TOPOGRAFICA GENERAL

El objetivo en un análisis operacional es determinar el nivel de servicio para un tramo de un camino, bajo un conjunto de condiciones existentes o un conjunto de condiciones proyectadas a futuro. De forma general, se calcula valor de flujo de servicio y se compara con los valores de flujo existentes sobre la vía. Esto se hace utilizando la ecuación 8-1:

$$SF_i = 2,800 * (v/c)_i * f_d * f_w * f_{HV} \dots\dots\dots (8-1)$$

donde los términos ya fueron definidos previamente.

En general, los siguientes pasos son los utilizados para establecer el nivel de servicio. Los cálculos pueden ser desarrollados más fácilmente apoyándose en la hoja de trabajo ilustrada en la Figura 8-4:

1) Recopilación de información sobre las condiciones del camino y del tránsito, que incluyen:

- * Volumen horario de máxima demanda existente o proyectado.
- * Factor horario de máxima demanda (PHF) según datos obtenidos en campo o seleccionados de la tabla 8-3.
- * Composición del tránsito (% camiones, % vehículos recreacionales y % autobuses).
- * Distribución direccional del tránsito.

- * Tipo de terreno
- * Ancho de carriles y acotamientos en ft.
- * Velocidad de diseño en mph.

2) Selección apropiada de los valores para los siguientes factores en cada nivel de servicio, de las tablas indicadas:

- * Relación v/c de la tabla 8-1
- * Factor de distribución direccional, f_d , de la tabla 8-4.
- * Factor por ancho de carriles y acotamientos, f_w , de la tabla 8-5
- * Equivalencia de vehículos ligeros E_T , E_R y E_B para camiones, vehículos recreativos y autobuses respectivamente, de la tabla 8-6.

3) Cálculo del factor por la presencia de vehículos pesados, para cada nivel de servicio mediante:

$$f_{HV} = 1/[1 + P_T (E_T - 1) + P_R(E_R - 1) + P_B(E_B - 1)]$$

4) Cálculo del valor de flujo de servicio SF, para cada nivel de servicio:

$$SF_i = 2,800 * (v/c)_i * f_d * f_w * f_{HV}$$

5) Conversión del volumen existente o pronosticado a valor de flujo equivalente corr sigue:

$$v = V/PHF.$$

6) Comparación del valor de flujo actual del paso 5 con el valor de flujo de servicio del paso 4 para determinar el nivel de servicio.

Quando se obtenga un nivel de servicio inadecuado, las opciones presentadas más adelante, pueden ser consideradas como alternativas de solución, así como la posibilidad ampliar el número de carriles en la vía.

ANÁLISIS OPERACIONAL PARA PENDIENTES ESPECIFICAS

El procedimiento para el análisis de pendientes específicas es similar al anterior. El nivel de servicio para una pendiente ascendente se encuentra por comparación entre el actual valor de flujo en ambos sentidos y el valor de flujo de servicio establecido para varios niveles de servicio.

La hoja de trabajo mostrada en la figura 8-5 se usa para simplificar los cálculos de los pasos siguientes:

1- Recopilación de todos los datos necesarios sobre las condiciones del tránsito y del camino incluyendo:

- * Volumen horario máximo existente o pronosticado en vph.
- * Factor horario de máxima demanda de acuerdo a los datos de campo o tomado de la tabla 8-3.
- * Composición del tránsito (% camiones, % vehículos recreacionales, % autobuses y % vehículos ligeros).
- * Distribución direccional del tránsito
- * Porcentaje de pendiente
- * Porcentaje de zonas de no rebase
- * Longitud de la pendiente en millas.
- * Ancho de carriles y acotamiento en ft.
- * Velocidad de diseño en mph.

2. Selección de valores de los siguientes factores, de las tablas indicadas, para las velocidades promedio de 55 mph (NS A), 52.5 mph y 50 mph (NS B), 45 mph (NS C), 40 mph (NS D) y 30 mph. Este rango de velocidades permitirá graficar una curva que relaciona el valor de flujo de servicio con la velocidad para encontrar la capacidad y la velocidad a la capacidad.

- * Relación v/c de la tabla 8-7
- * Factor de distribución direccional, f_d , de la tabla 8-8
- * Factor de ancho de carriles y acotamientos, f_w , de la tabla 8-5.
- * Equivalente de vehículos ligeros, E, para un porcentaje y longitud de pendiente de la tabla 8-9.
- * Equivalente de vehículos ligeros E_0 , para una pendiente del 0% de la tabla 8-9.

3. Cálculo del factor por pendiente, f_g , como se indica:

$$f_g = 1/(1 + P_p I_p)$$

$$I_p = 0.02 (E - E_0)$$

4. Cálculo del factor por vehículos pesados, f_{HV} para cada una de las velocidades indicadas en el paso 2.

$$\begin{aligned}f_{HV} &= 1/[1+P_{HV}(E_{HV}-1)] \\E_{HV} &= 1+(0.25 + P_{T/HV})(E-1) \\P_{T/HV} &= P_T/(P_T + P_R + P_B)\end{aligned}$$

5. Cálculo del valor de flujo de servicio, SF, para cada una de las velocidades indicadas en el paso 2 como se indica:

$$SF_i = 2800 * (v/c)_i * f_d * f_w * f_g * f_{HV}$$

6. Trazo de los valores de flujo de servicio con las velocidades resultantes de los cálculos de los pasos 2-5 en el lugar correspondiente, incluido en la hoja de trabajo de la figura 8-5. Note que la curva de velocidad a la capacidad y el valor de flujo a la capacidad ya está dibujada en el formato de dicha hoja.
7. Obtención de la velocidad a la capacidad y el valor de flujo a la capacidad en la intersección de las dos curvas en el trazo del paso 6.
8. Resumen de los valores de flujo de servicio para cada nivel de servicio como se indica en la hoja de trabajo.
9. Conversión de los volúmenes actuales o pronosticados a un valor de flujo mediante la ecuación $v = V/PHF$.
10. Comparación del valor de flujo actual del paso 9 con el valor de flujo de servicio del paso 8 para determinar el nivel de servicio.

Si los cálculos obtenidos arrojan condiciones de operación no aceptables deberán considerarse alternativas de mejoras.

Si los vehículos pesados que circulan en las pendientes ascendentes son el principal problema, puede pensarse en añadir un carril especial de ascenso. Si los problemas operacionales son muy amplios, puede considerarse la ampliación de la vía o las opciones descritas más adelante.

ANÁLISIS DE PLANIFICACION

La técnica descrita en la metodología es de fácil aplicación. La tabla 8-10 nos muestra como un tránsito promedio diario anual conocido o pronosticado puede determinar el nivel de servicio referido al flujo de los 15 min. pico o con un nivel de servicio dado encontrar el máximo tránsito promedio diario anual permitido. No se necesitan cálculos para manejar esta tabla, sin embargo el analista deberá tener la precaución de considerar lo que se establece en las notas al pie de la tabla, las cuales pueden provocar que las condiciones varíen ampliamente. La tabla 8-10 es útil también para realizar estimaciones preliminares de los niveles de servicio en los análisis de tramos de topografía general.

IV. TRATAMIENTOS DE DISEÑO Y OPERACION OPCIONALES

Para comprender los problemas operacionales que pueden existir en las carreteras de dos carriles se requiere de la conocer la naturaleza de estos sistemas. Estas carreteras comúnmente presentan problemas operacionales y de seguridad debido a una variedad de causas ya sea del tránsito, del camino o de las condiciones ambientales, por lo que en tales casos se necesitará recurrir a tratamientos especiales antes de acercarse a los límites de la capacidad.

En estas situaciones no siempre se justificará, como solución para aliviar el problema, el cambio de la vía de dos carriles a multicarriles antes habrá que considerar otras alternativas ya que, los pocos recursos para construcción, las dificultades del terreno y otros problemas no siempre pueden permitir una reconstrucción completa de una vía de dos carriles a multicarriles.

Las vías de este tipo que presentan problemas operacionales y/o de seguridad fuertes junto con aquellas que experimentan reducciones del nivel de servicio en sitios específicos pueden ser candidatas para tratarlas con una o más de las siguientes alternativas:

1. Rediseño del alineamiento para mejorar la distancia de visibilidad de rebase.
2. Uso de acotamientos pavimentados.
3. Carreteras de tres carriles con dos carriles designados para circular cada uno en un solo sentido (permitiéndose o prohibiéndose el rebase en el sentido opuesto).
4. Secciones de tres carriles con carril central continuo para uso de vuelta izquierda en ambos sentidos.
5. Carreteras de tres carriles con carril central reversible.
6. Adecuaciones especiales en las intersecciones.

7. Carriles de ascenso para vehículos pesados o camiones.
8. Apartaderos, carriles cortos para vehículos lentos
9. Tramos cortos de cuatro carriles.

La selección del tratamiento apropiado requiere de la identificación de las causas probables de los problemas operacionales y de seguridad existentes y la determinación del costo-beneficio de las alternativas de diseño para un conjunto dado de restricciones de geometría y de tránsito en las carreteras.

DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE

La oportunidad de rebase, dado un volumen constante, está en función de disponibilidad de la distancia de visibilidad de rebase. La distancia de visibilidad es importante componente en el diseño básico de las carreteras de dos carriles, como se ilustra en las tablas 8-1 y 8-7, esta tiene un impacto crítico sobre la capacidad y los valores de flujo de servicio.

Cuando se presentan colas de vehículos debido a las grandes restricciones en la distancia de visibilidad de rebase, todos los esfuerzos deberán ser canalizados para dispersar completa y continuamente estos pelotones, a través de proveer la adecuada distancia de rebase.

ACOTAMIENTOS PAVIMENTADOS

Un camino que es construido con acotamientos pavimentados estructuralmente adecuados puede ser usado para ayudar a disipar las colas o filas de vehículos que se forman. Los vehículos más lentos podrán usarlos temporalmente para permitir el rebase a los vehículos más rápidos, volviendo a su carril cuando la maniobra se haya realizado. Canadá y Texas son dos ejemplos donde un alto porcentaje de los conductores usan los acotamientos de esta manera.

CARRETERAS DE TRES CARRILES

Las carreteras de tres carriles son una solución intermedia razonable contra las ampliaciones a cuatro carriles, para aquellas carreteras de dos carriles que experimentan problemas operacionales. Debido a restricciones de recursos económicos o del terreno, las carreteras de tres carriles pueden ser consideradas dentro de las mejoras para tramos o puntos específicos.

Durante los años 40's a los 50's en Estados Unidos de América, el tercer carril era usado para el rebase por los vehículos en cualquier sentido, el primero que entraba al carril central tenía el derecho de paso, esta condición actualmente se considera peligrosa, principalmente en terrenos montañoso, por lo que esta

forma de usarlo se ha discontinuado. En su lugar, se han construido otro tipo de carreteras de tres carriles con mayor seguridad, las cuales incluyen el uso de carriles para rebase, carriles de vuelta izquierda y carriles de ascenso.

Carriles para el rebase

En este caso el diseño proporciona un carril central para un sentido en una distancia corta (aproximadamente una milla o 1.6 km), después de la cual se alternará el carril de rebase al otro sentido.

Este proceso cíclico, puede continuarse a lo largo de toda la carretera, o puede combinarse en una zona urbana con carriles de vuelta izquierda en ambos sentidos y/o en tratamientos de vueltas en intersecciones específicas.

En áreas rurales han sido utilizados con éxito en tramos de carriles para rebase espaciados a determinada longitud, con el fin de romper las filas de vehículos y reducir la demora. En estas carreteras se proporcionan dos carriles para el rebase libre en un sentido en una o dos millas (1.6 a 3.2 km) seguidos de una transición a dos carriles de diseño similar para el flujo opuesto. En estos casos al utilizar dispositivos de control para advertir a los conductores del próximo carril de rebase, se disminuye la ansiedad y frustración de los mismos. En la figura 8-6 se representa el trazo y varios métodos para lograr la transición cuando la dirección en que se ocupa el carril va cambiando. Este tipo de alternativa no permiten algunas dependencias encargadas, cuando el TPDA excede los 3000 v/d.

Según un estudio analítico realizado en Ontario Canadá, se recomienda que los carriles de rebase deberán tener de 1.00 a 1.25 millas de longitud (1.6 a 2 km), esta longitud se considera la más adecuada para dispersar la mayoría de las colas de vehículos y para proveer más zonas de transición, sin que sea demasiado largos como para cambiar las expectativas de los conductores acerca de la naturaleza de la carretera. La tabla 8-11 da recomendaciones del espaciamiento entre carriles de rebase en un sentido, como resultado del estudio.

Carriles de vuelta izquierda continuos en la faja separadora central

En carreteras de dos carriles que tengan un movimiento considerable de volumen de vuelta izquierda, el tener un carril por sentido a menudo presenta grandes demoras debido a que los conductores tienen que esperar su oportunidad para realizar las vueltas izquierdas. Proveer un área de refugio para vuelta izquierda en ambos sentidos puede ayudar a mantener la capacidad del tránsito directo, con el beneficio de mantener los flujos opuestos separados, pero la capacidad para rebasar queda eliminada. Estos carriles no se utilizan cuando las velocidades son menores de 25 mph (40 k/h) o mayores de 50 mph (80 km),

siendo más amenudo usadas en zonas suburbanas o en carreteras principales que pasan por poblados pequeños.

Carril reversible

Este es otro de los usos del tercer carril (central) en carreteras, el cual se aplica cuando la demanda de viajes presenta distribuciones direccionales extremas. El carril central se invierte en los periodos de máxima demanda. El control de este carril se realiza por medio de semáforos o señalamiento indicando la dirección del tránsito en cierto tiempo. No está permitido el rebase en el sentido donde se tiene un solo carril de circulación. El carril reversible es una técnica que se aplica en carreteras que unen zonas residenciales a grandes centros generadores de tránsito y para rutas de tipo turísticas.

Adecuaciones en intersecciones

El análisis convencional para las carreteras de dos carriles supone un flujo ininterrumpido, lo cual es normal para la mayoría de las áreas rurales, pero cuando ocurre el desarrollo de estas y/o de las zonas suburbanas, la demanda de grandes volúmenes que entran y salen crece, llegando a ser las intersecciones puntos importantes para la calidad del flujo en las carreteras de dos carriles. El adecuar carriles para proteger las vueltas izquierdas y derechas es muy útil para minimizar las interrupciones del tránsito directo. Pueden considerarse los carriles de desviación para el tránsito directo cuando no se pueden proteger las vueltas izquierdas, particularmente cuando existen acotamientos pavimentados y/o en las intersecciones en "T".

Carriles de ascenso

Los carriles de ascenso tradicionales son también parte de los tramos de tres carriles, cuando se utilizan en las carreteras de dos carriles. Generalmente se utilizan para mejorar puntos o tramos en pendientes pronunciadas las cuales causan que los vehículos pesados viajen a velocidades bajas, lo que reduce la capacidad de la vía, crea filas e incrementa la demora. Adicionalmente, problemas de seguridad pueden presentarse cuando la velocidad de los vehículos pesados, llega a reducirse hasta 10 mph (16 km/h) o más a lo largo de la pendiente. Las figuras 8-2 y 8-3 muestran lo anterior.

El siguiente conjunto de criterios pueden aplicarse cuando se requiere reflejar las ventajas económicas de esta alternativa:

1. El valor de flujo del tránsito en ascenso excede los 200 v/h.
2. EL valor de flujo de camiones en ascenso excede los 20 v/h.
3. Cuando alguna de las siguientes condiciones exista:
 - * Nivel de servicio E ó F en la pendiente

- * Una reducción de dos o más niveles de servicio entre un tramo que tenga pendiente y el subsecuente.
- * Cuando se presente una reducción de velocidad de 10 mph (16 km/h) o más en los camiones pesados estándar.

Apartaderos, carriles cortos para vehículos lentos.

El uso de estos carriles para mejorar el nivel de servicio en las carreteras es común en terrenos tipo lomerío y montañoso. Estos son pequeños tramos de un tercer carril adicionado a un lado de la vía el cual permite que los vehículos lentos que encabezan el pelotón salgan del carril principal, permitiendo con esto el rebase a los vehículos con mayor velocidad. Estas ampliaciones son usadas satisfactoriamente en pendientes ascendentes y descendentes o terreno a nivel para mejorar el flujo vehicular.

Estudios recientes sobre las características operacionales han revelado que son pocos los conductores se detienen en estos carriles. Algunas conclusiones adicionales de los estudios incluyen:

1. Las ampliaciones son seguras cuando se usan apropiadamente.
2. Una serie de ampliaciones a intervalos regulares pueden proporcionar reducciones considerables en las demoras.
3. Las ampliaciones no son substitutos de carriles de ascenso o de rebase de longitud adecuada.
4. Aproximadamente un 10% de todos los líderes de las filas o pelotones de vehículos usan apropiadamente estas áreas.
5. Los camiones largos tienen a evitar estos carriles cortos.

Estas alternativas representan tratamientos sencillos pero funcionales a las irritantes molestias de las demoras operacionales.

Algunos Estados de la Unión Americana recomiendan que la longitud de las ampliaciones sea de acuerdo a las velocidades de llegada a ellas, tabla 8-12.

Esta velocidad de llegada de los usuarios potenciales de esta infraestructura varía con las condiciones prevalecientes del tránsito y del camino, y difieren también entre las pendientes ascendentes y las descendentes. Las ampliaciones con una longitud mayor de 500 ft.(150 mts.) sólo se usan en pendientes descendentes que exceden el 3% , donde se espera que existan las velocidades altas. Nunca se diseñan longitudes mayores a los 600 ft.(180 mts.) , para evitar que los conductores los usen como carriles de rebase.

TRAMOS CORTOS DE CUATRO CARRILES

Pueden ser construidos tramos cortos de cuatro carriles en las carreteras troncales de dos carriles, para romper o disipar las filas o colas de vehículos, y proporcionar una frecuencia deseada de zonas de rebase seguras, así como para eliminar la influencia de los vehículos de baja velocidad. Tales tramos son muy ventajosos en terrenos tipo lomerío o donde el alineamiento es sinuoso o con pendientes críticas en ambos sentidos. La decisión de usar tramos cortos de cuatro carriles en comparación con tres carriles, pueden estar basados en un amplio rango de objetivos de planificación de la vía, disponibilidad del derecho de vía, secciones transversales existentes, topografía, etc. y la prioridad de reducir las filas o los problemas de rebase.

La transición de una carretera de dos a cuatro carriles debe de diseñarse para proporcionar una distancia de visibilidad de rebase. AASHTO sugiere que éstos sean lo suficientemente largos para permitir que varios vehículos viajando detrás del vehículo lento lo rebasen antes de alcanzar la sección normal de dos carriles, generalmente estas secciones de cuatro carriles van de 1.0 a 1.5 millas (1.6 a 2.4 km), lo que será suficiente para disipar la mayorías de las colas de vehículos que se formen, dependiendo de las condiciones de volumen y del terreno. Tramos mayores a 2.0 millas (3.2 km/h) podrían ocasionar que los conductores olviden que la carretera es de dos carriles.

$E_o = 1.3$ (tabla 8-9, con 40 mph, 0 % de pendiente)

$$P_{HV} = P_T + P_R + P_B = 0.12 + 0.07 + 0.01 = 0.20$$

$$P_{T/HV} = P_T / P_{HV} = 0.12 / 0.20 = 0.6$$

Entonces los factores f_g y f_{HV} se calculan como sigue:

$$f_g = 0.02 \cdot (10.7 - 1.3) = 0.188$$

$$f_g = 1 / [1 + (0.80 \times 0.188)] = 0.87$$

$$E_{HV} = 1 + (0.25 + 0.60) (10.7 - 1) = 9.25$$

$$f_{HV} = 1 / [1 + 0.20 (9.25 - 1)] = 0.38$$

El valor de flujo de servicio con referencia a los 15 min. pico se calcula a través de la ecuación 8-3:

$$SF_D = 2800 \times 0.83 \times 0.78 \times 1.00 \times 0.87 \times 0.38 = 599 \text{ vph}$$

Ya que la pregunta pide obtener el máximo volumen, en lugar de un valor de flujo, este último se convierte a valor horario como se describe a continuación:

$$V = SF \times PHF = 599 \times 0.85 = 509 \text{ vph}$$

De esta forma, el máximo volumen horario que puede ser acomodado a 40 mph (o a un NS D), sobre la pendiente descrita es 509 vph, con un valor de flujo máximo de 599 vph.

$v/c = 0.02$ para los niveles de servicio A, 0.12 para NS B, 0.20 para NS C, 0.37 para NS D, 0.80 para NS E (según tabla 8-1, terreno montañoso y 80% de zonas de no rebase)

$f_d = 0.94$ (tabla 8-4, con 60/40 de distribución direccional)

$f_w = 0.75$ para el NS A hasta D, 0.88 para el NS E (tabla 8-5, ancho de carriles de 11 ft y 2 ft de acotamiento)

$E_T = 7$ para el NS A, 10 para NS B y C, 12 para NS D y E (tabla 8-6, terreno montañoso)

$E_R = 5.0$ para el NS A, 5.2 para NS B a E (tabla 8-6, terreno montañoso)

$P_T = 0.05$ (dato conocido)

$P_R = 0.10$ (dato conocido)

Entonces:

$$f_{HV} \text{ (NS A)} = 1/[1 + 0.05(7 - 1) + 0.10(5 - 1)] = 0.588$$

$$f_{HV} \text{ (NS B y C)} = 1/[1 + 0.05(10 - 1) + 0.10(5.2 - 1)] = 0.535$$

$$f_{HV} \text{ (NS D y E)} = 1/[1 + 0.05(12 - 1) + 0.10(5.2 - 1)] = 0.508$$

y

$$SF_A = 2,800 \times 0.02 \times 0.94 \times 0.75 \times 0.588 = 23 \text{ vph}$$

$$SF_B = 2,800 \times 0.12 \times 0.94 \times 0.75 \times 0.535 = 127 \text{ vph}$$

$$SF_C = 2,800 \times 0.20 \times 0.94 \times 0.75 \times 0.535 = 211 \text{ vph}$$

$$SF_D = 2,800 \times 0.37 \times 0.94 \times 0.75 \times 0.508 = 371 \text{ vph}$$

$$SF_E = 2,800 \times 0.80 \times 0.94 \times 0.88 \times 0.508 = 941 \text{ vph}$$

Si el actual valor de flujo es de 207 vph (el cual representa el valor de flujo durante el periodo de 15 min. más crítico de la hora de diseño), se compara con estos volúmenes se observa que este valor es mayor al límite de un NS B (127 vph) pero es menor al valor límite para un NS C (211 vph). Por lo tanto se determina que el Nivel de servicio al que opera este tramo de la carretera es un NS C.

OBTENCION DEL VALOR DE FLUJO DE SERVICIO PARA UNA PENDIENTE ESPECIFICA

Descripción: Una carretera de dos carriles que atraviesa zona rural y terreno montañoso tiene un tramo con pendiente del 6 % en 2 millas. Además otras características relevantes son:

Del camino: carriles de 12 ft, 8 ft de acotamientos, 60 % de zonas de no rebase.

Del tránsito: 70/30 de reparto direccional, 12 % de camiones, 7 % de vehículos recreativos, 1% de autobuses y PHF= 0.85

¿Cual es el máximo volumen que puede ser acomodado sobre la pendiente a una velocidad de 40 mph (Según tabla 8-2, sería un NS D)?

Solución.- El valor de flujo sobre una pendiente específica se calcula usando la ecuación 8-3 como sigue:

$$SF_i = 2800 * (v/c)_i * f_d * f_w * f_g * f_{HV} \quad (8-3)$$

$$f_g = 1 / [1 + (P_p l_p)] \quad (8-4)$$

$$l_p = 0.02 (E - E_0) \quad (8-5)$$

$$f_{HV} = 1 / [1 + P_{HV} (E_{HV} - 1)] \quad (8-6)$$

$$E_{HV} = 1 + (0.25 + P_{T/HV}) (E - 1) \quad (8-7)$$

Los siguientes valores se usan en el calculo:

$(v/c)_D = 0.83$ (tabla 8-7, 40 mph, 6 % de pendiente, 60 % de zonas de no rebase)

$f_d = 0.78$ (tabla 8-8, distribución direccional 70/30 con 70 % del tránsito en ascenso)

$f_w = 1.00$ (tabla 8-5, para carriles de 12 y acotamientos > 6 ft)

$E = 10.7$ (tabla 8-9, con 40 mph, 6 % de pendiente en 2 millas)

EJEMPLOS

OBTENCION DE NIVELES DE SERVICIO PARA UN TERRENO DE TOPOGRAFIA GENERAL

Descripción.- Una carretera de dos carriles sirve a un volumen de 180 vph y tiene las siguientes características:

Condiciones del camino: 60 mph (95 km/h); anchos de carril de 11 ft (3.35 m); acotamientos de 2 ft (0.60 m); terreno montañoso; 80 % de zonas de no rebase; longitud del tramo analizado de 10 millas (16.09 km).

Condiciones del tránsito: 60/40 reparto direccional; 5% de camiones, 10 % de vehiculos recreacionales, 0% de autobuses, por tanto existe un 85% de vehiculos ligeros.

Cual es Nivel de Servicio al que operará la carretera durante los periodos pico ?

Solución: La solución se encuentra comparando el actual valor de flujo de servicio con el valor de flujo de servicio calculado para cada Nivel de Servicio.
El actual valor de flujo de servicio se obtiene de la siguiente forma:

$$v = V/PHF$$

donde:

V = 180 vph (dato conocido)

PHF = 0.87 (valor obtenido de la tabla 8-3, y 200 vph)

por tanto

$$v = 180 / 0.87 = 207 \text{ vph}$$

los valores de flujo de servicio calculados para cada nivel de servicio se obtienen con la ecuaciones:

$$SF_i = 2,800 * (v/c)_i * f_d * f_w * f_{HV} \quad (8-1)$$

$$f_{HV} = 1/[1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1) + P_B(E_B - 1)] \quad (8-2)$$

donde:

APLICACIONES DE PLANEACION

Descripción.- Una carretera de dos carriles que presenta un TPDA (Tránsito Promedio Diario Anual) de 6,600 vpd, se desarrolla en terreno a nivel en un área donde el factor horario de diseño K es de 0.12. El área tiene un tráfico que crece con una tasa del 5 % anual. La autoridad responsable de esta vía tiene como política ampliar la carretera de dos a cuatro carriles antes de que el nivel de servicio llegue a ser E durante los periodos pico.

¿ En cuantos años se tendría que ampliar la carretera según esta política ?
Si les tomará 7 años construir una carretera de 4 carriles ¿ En que tiempo se empezaría esta construcción ?

Solución.- La política establecida requiere que la ampliación de la carretera se realice antes de que el TPDA exceda el máximo valor disponible para el NS D.

De la tabla 8-10 podemos saber que el máximo TPDA para un NS D, en un terreno a nivel y con un factor K de 0.12 es, 11,200 vpd.

La cuestión ahora sería conocer, ¿ en cuantos años un TPDA de 6,600 vpd crecerá hasta los 11,200 vpd con una tasa anual de 5%?

De esta manera los cálculos son:

$$11,200 = 6,600 (1 + 0.05)^n$$

$$n = 10.9 \text{ años}$$


- Por lo tanto se deberá empezar la ampliación en 10.9 - 7 años o en el año 3.9.

WORKSHEET FOR SPECIFIC GRADES

Site Identification: _____ Date: _____ Time: _____

Name: _____ Checked by: _____

I. GEOMETRIC DATA



NORTH

Shoulder	*	ft		*	
Shoulder	*	ft		*	ft

Design Speed: _____ mph

Grade: _____ %

% No Passing Zones: _____

II. TRAFFIC DATA

Total Volume, Both Dir. _____ vph Directional Distribution: _____

Flow Rate = Volume ÷ PHE _____ Traffic Composition: _____ % T, _____ % RV, _____ % B

PHF: _____

III. SOLVING FOR ADJUSTMENT FACTORS f_s AND f_{HV}

$$f_s = 1 / [1 + P_p I_p]$$

$$I_p = 0.02 (E - E_o)$$

$$f_{HV} = 1 / [1 + P_{HV} (E_{HV} - 1)]$$

$$E_{HV} = 1 + (0.25 + P_{T/HV}) (E - 1)$$

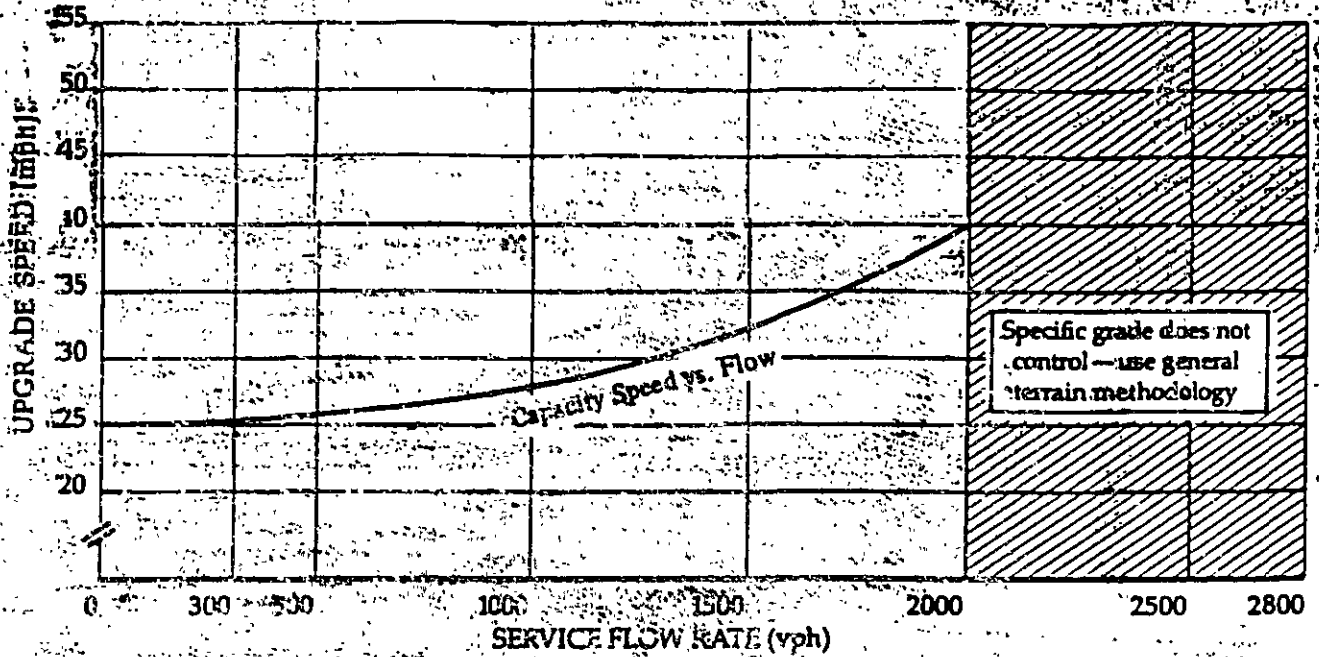
Speed (mph)	P_p	I_p	E Table 8-9	E_o Table 8-9	f_s	P_{HV}	E_{HV}	$P_{T/HV}$ (P_T/P_{HV})	E Table 8-9	f_{HV}
55										
52.5										
50										
45										
40										
30										

IV. SOLVING FOR SERVICE FLOW RATE

Speed (mph)	SF	2,800 × v/c × f_d × f_w × f_s × f_{HV}				
		Table 8-7	Table 8-8	Table 8-5		
55 (LOS A)		2,800				
52.5		2,800				
50 (LOS B)		2,800				
45 (LOS C)		2,800				
40 (LOS D)		2,800				
30		2,800				

WORKSHEET FOR SPECIFIC GRADES

V PLOTS



Intersection of Capacity Speed vs Flow curve with Service Flow Rate vs Speed curve defines Capacity, SF_c , and Speed at Capacity, S_c .

VL LEVEL OF SERVICE ANALYSIS

<u>LOS</u>	<u>SF</u> (from Worksheet)	<u>Actual</u> <u>Flow Rate</u>	<u>Comments:</u>
A	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
B	<input type="text"/>		
C	<input type="text"/>		
D	<input type="text"/>	Level of Service	
E	<input type="text"/>	<input type="text"/>	