



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

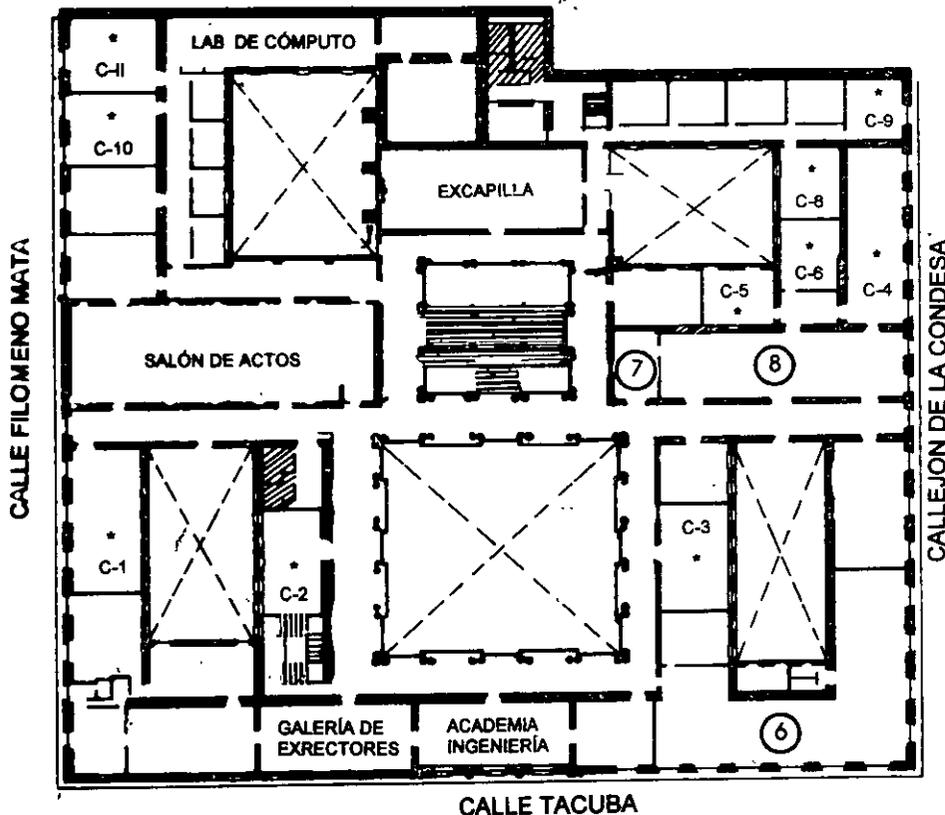
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERÍA



GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
3. LIBRERÍA UNAM
4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
6. OFICINAS GENERALES
7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
8. SALA DE DESCANSO

SANITARIOS

* AULAS

1er. PISO

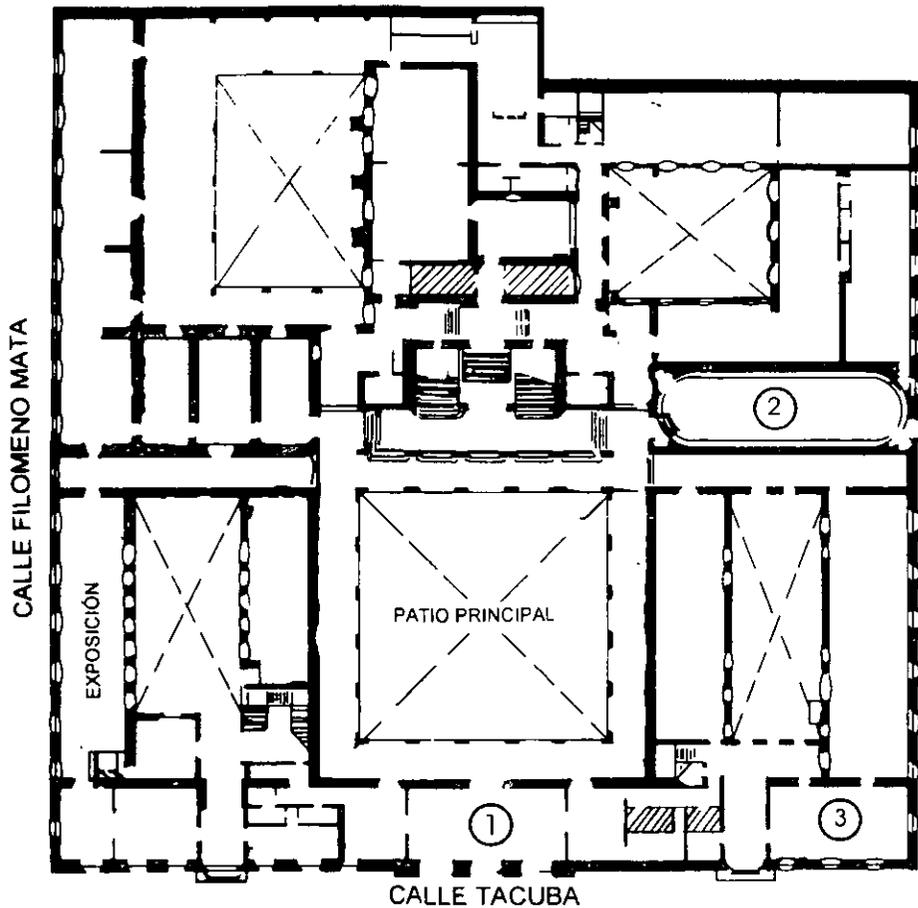


DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

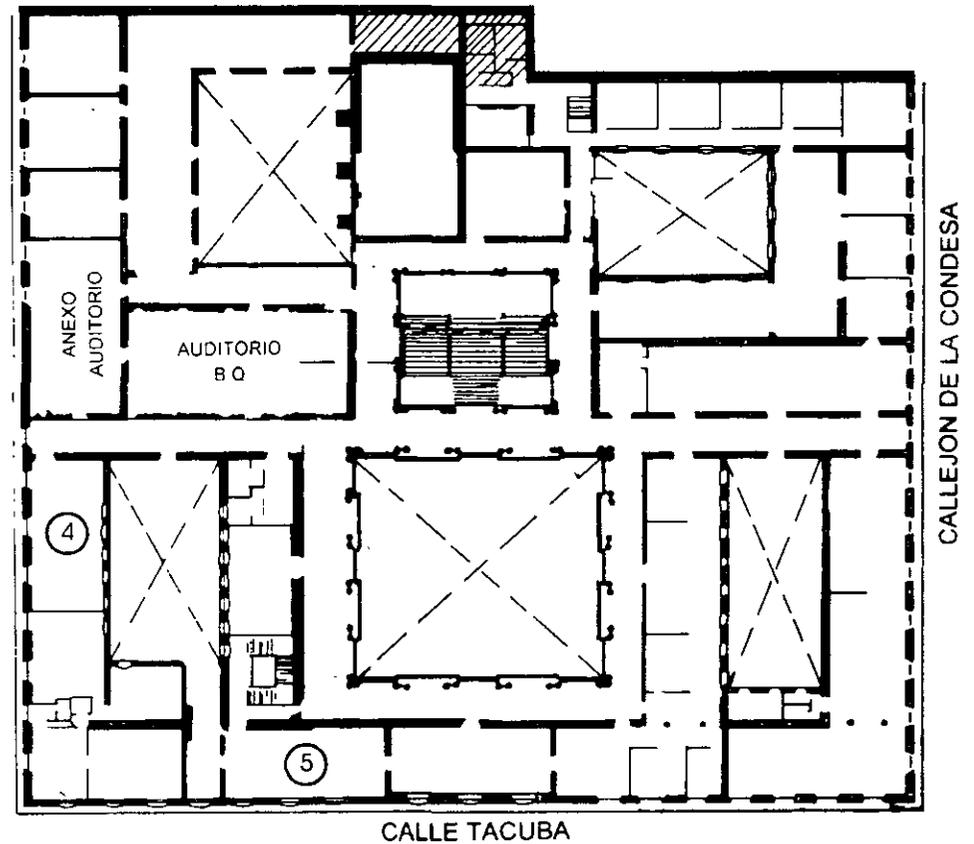
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



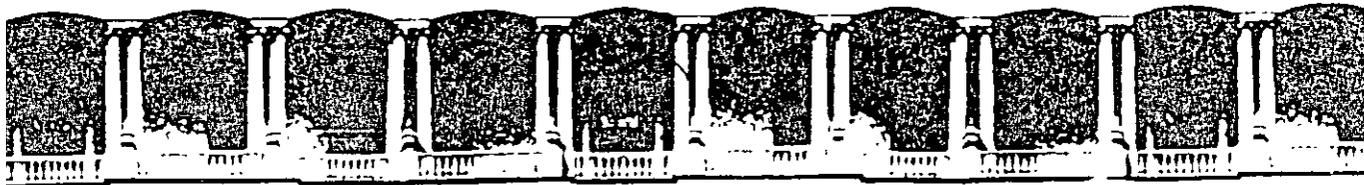
PALACIO DE MINERIA



PLANTA BAJA



MEZZANINNE



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

**CENTRO DE INVESTIGACION Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)**

CURSO

VÍAS TERRESTRES

CV127

DEL 19 AL 24 DE SEPTIEMBRE DEL 2005

Instructores:

**Ing. Miguel Sánchez Mejía
M. en C. Gilberto Hernández y Espinosa
Ing. Ignacio E. Hernández Quinto**

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

CURSO: DISEÑO DE PAVIMENTOS

OBJETIVO.- Proporcionar los elementos necesarios para elaborar el diseño y proyecto de la estructura del pavimento para carreteras nuevas.

I.- INTRODUCCIÓN.

II.- TIPOS DE PAVIMENTOS.

- II.1.- Pavimentos flexibles.
- II.2.- Pavimentos rígidos.
- II.3.- Pavimentos semirígidos

III.- FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO

- III.1.- Clima
- III.2.- Tránsito
- III.3.- Drenaje y subdrenaje
- III.4.- Terreno de cimentación
- III.5.- Bancos de materiales

IV.- ESTUDIOS NECESARIOS Y PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO NECESARIAS PARA EL DISEÑO.

- IV.1.- Estudios Geotécnicos
- IV.2.- Pruebas más comunes para diseño
- IV.3.- Compactación

V.- METODOS DE DISEÑO

- V.1.- Análisis de esfuerzos
- V.2.- Criterios de deterioro
- V.3.- Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM
- V.4.- Método del Instituto Norteamericano del Asfalto
- V.5.- Método AASHTO
- V.6.- Método de la Portland Cement Association

BIBLIOGRAFÍA:

1. Normas de la Normativa SCT. PRY proyecto, CTR. Construcción, CSV conservación, CAL. Control de calidad, CMT, características de los materiales y MMP. Métodos de muestreo y prueba de materiales.
2. MÉXICO: Normas y Procedimientos de Conservación y Reconstrucción de Carreteras, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 1996.
3. MÉXICO: Normas para Construcción e instalaciones, parte Carreteras y Autopistas, Título Terracerías, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 1984.

4. MÉXICO: Normas para construcción e instalaciones, parte Carreteras y Autopistas, Título Estructuras y Obras de Drenaje, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 1984.
5. MÉXICO: Norma para Construcción e instalaciones, parte Carreteras y Autopistas, Título Pavimentos, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 1984
6. Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que tratansitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal, Diario Oficios de la Federación. 19 de oct. 2000.
7. México: Instructivo para el Diseño de Pavimentos Flexibles para Carreteras. Secretaría de Asentamientos Humanos Obras Públicas e Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1980
8. Diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones. Septiembre 1999. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
9. E.U.A. Principles of pavement Desing. YODER, E.J., and M.W. Witczar, Wiley, New York, 1975.
10. Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavement. Pórtland Cement Association. 1984.
11. Asphalt overlays for highway and street rehabilitation (MS-17). Asphalt Institute 1984.
12. MÉXICO: La Ingeniería de Suelos en las Vías Terretres, Tomo II, Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo Mejía, 1978
13. AASHTO Guide For Design of Pavement Structures. 1993.
14. MÉXICO: Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, Secretaría de Obras Públicas. 1970.
15. Mecánica de Suelos. Tomo I, II y III. Juárez Badillo y Rico Rodríguez.
16. Highway Subdrainage Design. Federal Highway Administration. U.S. Depatament Of Transpotation. August 1980.
17. Pavimentos flexibles. problemática, metodologías de diseño y tendencias. Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No. 104.
18. Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares. Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No. 142.
19. Diagnóstico de las características superficiales de los pavimentos. Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No. 111.
20. Catálogo de deterioros en pavimento flexibles de carreteras Mexicanas. Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No. 21

21. Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos. IMCYC. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez.
22. Emulsión asfálticas. Gustavo Rivera E. 4ª edición. Editorial Alfaomega.
23. Vías de comunicación. Carlos Crespo Villalaz 2ª edición. Ed. Limusa.
24. Thickness Design. Asphalt Pavements for Hiways and Streets (MS-1). Asphalt Institute Febrero 1991.
25. Estructuración de Vías Terrestres. Fernando Olivera Bustamante. Ed. CECSA.
26. The asphalt Handbook. Asphalt Intitute (MS.4)

Compactación de suelos

IV-1 INTRODUCCION

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre: es menos frecuente, aunque a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

Desde un principio el problema de la compactación de suelos resulta ligado al de control de calidad de los trabajos de campo; en efecto, después de realizar un proceso de compactación siempre es necesario verificar si con él se lograron los fines propuestos. Como quiera que las vías terrestres suelen construirse a contrato por parte de empresas especializadas, la verificación antes citada resulta ligada a problemas de pago, legales, etc. Esta multiplicidad de los problemas de compactación de suelos, que tantas veces los hace trascender de la esfera meramente técnica, se encuentra en el fondo de todo el manejo ra-

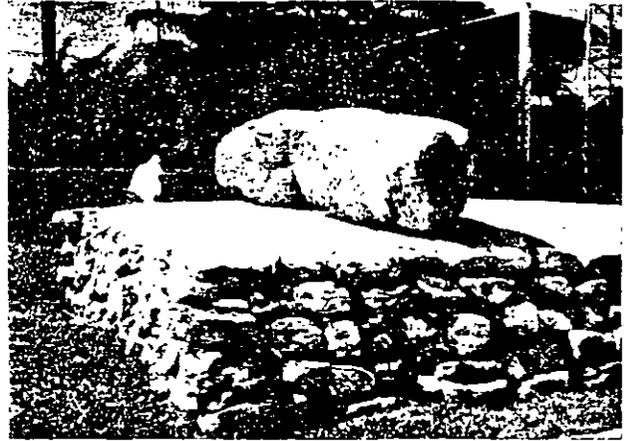
zonado de dichos problemas y le imprime a las conclusiones y soluciones a que se llegue un carácter distintivo que no puede ignorar quien los maneja. Para medir la resistencia, la compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requieren pruebas relativamente especializadas y costosas que, además, suelen requerir un tiempo de ejecución demasiado largo para controlar un proceso de compactación que avance de manera normal. Por otra parte, ciertas experiencias (Proctor y otras, Refs. 1 y 2), realizadas en los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación que en aquella época se juzgó muy confiable (pero a la cual posteriormente se encontraron algunas desviaciones significativas) entre las propiedades fundamentales arriba enumeradas y el peso volumétrico seco a que llega el material compactado, de manera que puede decirse que a mayor peso volumétrico seco se alcanza una situación más favorable en el suelo compactado. Debido a que la prueba de peso volumétrico es fácil y sencilla de realizar, se hizo costumbre controlar la compactación determinando el peso volumétrico seco de los materiales compactados.

Sin embargo, la correlación entre las propiedades fundamentales y el peso volumétrico seco no es tan segura y simple como para permitir la aplicación ciega de la norma anteriormente mencionada, dictada exclusivamente por la comodidad; de hecho, esta aplicación, realizada sin tener en cuenta las peculiaridades y objetivos de cada caso o la confiabilidad de la correlación, es quizá la fuente más común de los errores que se cometen en las aplicaciones prácticas de las técnicas de compactación.

Así, el aumento de peso volumétrico es meramente un medio, pero no un fin en sí mismo. Donde el mejoramiento de las propiedades fundamentales está directamente ligado al aumento del peso volumétrico, el uso de la sencilla correlación que se menciona proporciona magníficos resultados; pero en algunos casos la correlación se vuelve muy errática o incluso



Rodillo de piedra que parece haber sido usado por los antiguos mayas para compactar sus caminos.



Otra vista del rodillo maya de compactación.

llega a invertirse, en tanto que en otros, algunas otras variables desempeñan un papel fundamental (Ref. 3). En general, son mucho más complejos los problemas ligados a cuanto pueden mejorarse las características fundamentales de los suelos compactados cuando éstos son finos, razón por la cual las arcillas suelen ser los materiales que más se investigan al tratar de definir las propiedades mecánicas de los suelos compactados.

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia, si bien en la antigüedad su aplicación no era ni general ni sistemática. Los métodos de apisonado por el paso de personas o animales se utilizaron en épocas muy lejanas, como por ejemplo en la construcción de grandes obras hidráulicas en diversas partes de Asia. En las fotografías que acompañan a este párrafo se muestra un antiguo rodillo de compactación (según la autorizada opinión del historiador Silvanus G. Morley) que usaron los antiguos mayas para la construcción de la importante red de caminos que unía los principales centros ceremoniales de lo que hoy son el estado de Yucatán

y el territorio de Quintana Roo. Tales caminos aparecen también ilustrados en fotografías que se incluyen en estas páginas. Este rodillo se encontró sobre el camino que unía los centros de Cobá y Yaxuná; medía originalmente 4 m (hoy está fragmentado en dos porciones), con un diámetro de 65 cm y un peso aproximado de 5 ton, por lo cual es probable que su empleo requiriera de 15 hombres. Por cierto que al ver tal implemento de construcción no se puede dejar de pensar en la extendida afirmación de que los antiguos mayas desconocían el uso de la rueda.

El desarrollo de las modernas técnicas de compactación tuvo lugar en los últimos años del siglo pasado y en los primeros del presente, principalmente en los Estados Unidos. En 1906 apareció el rodillo pata de cabra de Fitzgerald, de 2 000 kg de peso, punto de arranque de estos utensilios (Ref. 4).

En 1928 y 1929, O. J. Porter desarrolló en la División de Carreteras de California las investigaciones básicas de laboratorio que permitieron el inicio de la aplicación razonada de las técnicas de compactación a la construcción de carreteras (Ref. 5); sus métodos fueron en gran parte popularizados por



Vista de un antiguo camino maya.



Otra vista del mismo camino maya. Nótese las hileras externas de piedra gruesa confinando el material central más fino.

Purcell (Ref. 6). En 1933, Proctor comenzó a producir los importantes trabajos que hicieron posibles muchas de las técnicas de uso actual (Refs. 1, 2 y 7).

Con posterioridad a estas épocas, ha sido explosivo el desarrollo de equipos de compactación y se han investigado bastante las propiedades de los suelos compactados y las técnicas de campo y de laboratorio; de todo ello habrá un breve testimonio en páginas subsiguientes de este capítulo.

En rigor, la compactación es uno de los varios medios de que hoy se dispone para mejorar la condición de un suelo que haya de usarse en construcción; es, además, uno de los más eficientes y de aplicación más universal. La tabla IV-1, que se presenta a continuación, permite situar a la compactación dentro del conjunto de métodos de mejoramiento de suelos que hoy pueden aplicarse.

TABLA IV-1

Métodos de mejoramiento de suelos

Métodos	Físicos	Confinamiento (suelos friccionantes)
		Consolidación previa (suelos finos arcillosos)
		Mezclas (suelo con suelo)
Químicos (estabilizaciones)	Mecánicos	Vibroflotación
		Con sal
		Con cemento
		Con asfalto
		Con cal
Con otras sustancias		
		Compactación

Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc. En ocasiones se hace necesario compactar el terreno natural, como en el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas. Así, la compactación de suelos es, ante todo, un problema constructivo, de campo.

La eficiencia de cualquier proceso de compactación depende de varios factores y para poder analizar la influencia particular de cada uno se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan los procesos de compactación de campo en el laboratorio, en forma representativa (hasta donde ello sea posible). De esta manera, pasan a primer plano de interés las pruebas de compactación de laboratorio y los estudios que en éste han de hacerse en torno a tales procesos. Comoquiera que los procesos de campo involucran costos altos, en general los estudios para proyecto habrán de hacerse con base en el trabajo de laboratorio; esta afirmación no la invalida el hecho de que en la técnica actual se haga un uso cada vez más extenso de terraplenes de

prueba, en que se investigan modelos a escala natural para obtener normas de proyecto. Los estudios de compactación en laboratorio también desempeñan un papel muy importante en el control de calidad de los trabajos

Así pues, los procesos de compactación han de estudiarse con referencia a las técnicas de campo y a todo un conjunto de técnicas de laboratorio; pero además de los dos puntos de vista anteriores existe un tercero, relativamente descuidado hasta épocas recientes y es el que se refiere a la investigación de las propiedades que es posible obtener en los suelos compactados. Este tercer punto de vista, convenientemente relacionado con los otros dos, completará el cuadro en la forma en que el ingeniero requiera para establecer un criterio adecuado.

En este capítulo, los tres puntos de vista del problema de compactación se analizan en forma relativamente separada, para destacar criterios del modo más diferenciado que sea posible.

IV-2 VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE LA COMPACTACION DE LOS SUELOS

Como es natural, un suelo se puede compactar de varias maneras, y en cada caso se obtendrá un resultado diferente; por otra parte, una misma forma de compactación dará resultados distintos si se aplica a diversos suelos; por último, si una misma forma de compactación se aplica a un suelo determinado, podrán lograrse resultados muy diferentes si de un caso a otro se varían ciertas condiciones de las prevalecientes en dicho suelo.

Las afirmaciones anteriores justifican la conclusión, obvia para quienquiera que tenga cualquier grado de familiaridad con estos problemas, de que los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, unos que atañen al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee y, por último, varios más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Estos factores suelen denominarse las "variables" que rigen el proceso de compactación. Las principales de éstas se reseñan a continuación.

1. *La naturaleza del suelo.* Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación; de hecho, a lo largo de este capítulo habrán de diferenciarse las técnicas que se empleen y los resultados que se obtengan precisamente con base en el tipo de suelo. Prevalece aún la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos arcillosos y friccionantes, pero en el análisis de los procesos de compactación es muy común que tal distinción se detalle bastante más, tipificando los suelos de acuerdo con las normas establecidas en el capítulo 2.

2. *El método de compactación.* En el laboratorio resulta bastante fácil clasificar los métodos de compactación en uso en tres tipos bien diferencia-

dos: la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática. A reserva de detallar algo más estos métodos, baste por el momento la afirmación de que producen resultados diferentes tanto en la estructuración que adquiere el suelo como, en consecuencia, en las propiedades del material que se compacta. Además, ya se comienzan a utilizar algunos dispositivos de laboratorio para compactar por vibración, si bien su uso está menos extendido que el de los otros tres métodos.

Resulta bastante más difícil diferenciar de un modo análogo los métodos de compactación de campo. Es común describir éstos con base en el equipo mecánico que se emplee en el proceso, y así se habla de la compactación con rodillo liso, con rodillo neumático, con equipo vibratorio, etc. Se supone que los métodos de laboratorio reproducen las condiciones del proceso de campo, pero en muchos casos no es fácil establecer una correspondencia clara entre el tren de trabajo de campo y las pruebas de laboratorio, en el sentido de contar con que estas últimas reproduzcan en forma suficientemente representativa todas las condiciones del suelo compactado en el campo.

3. *La energía específica.* Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate.

Es muy fácil evaluar la energía específica en una prueba de laboratorio en que se compacte al suelo por impactos dados con un pisón; de hecho, resulta claro que para tal caso queda dada por la expresión:

$$E_e = \frac{Nn Wh}{V} \quad (4-1)$$

donde:

E_e = energía específica.

N = número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = peso del pisón compactador.

h = altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado.

En las pruebas de laboratorio en que se compacta el suelo con la aplicación de presión estática, en principio la energía específica se puede evaluar de manera análoga en términos del tamaño del molde, el número de capas en que se dispone el suelo, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación. Sin embargo, en este caso la evaluación no resulta ya tan sencilla y la energía específica se ve afectada por la deformabilidad del suelo y por el tiempo de aplicación de la presión.

En el caso de las pruebas en que se realiza la compactación por amasado es aún más compleja la

evaluación de la energía específica, pues cada capa de suelo dentro del molde se compacta mediante un cierto número de aplicaciones de carga con un pisón que produce presiones que varían gradualmente desde cero hasta un valor máximo, y luego se invierte el proceso en la descarga. La energía de compactación no se puede cuantificar de un modo sencillo, pero puede hacerse variar a voluntad si se introducen cambios en la presión de apisonado, en el número de capas, en el número de aplicaciones del pisón por capa, en el área del pisón o en el tamaño del molde.

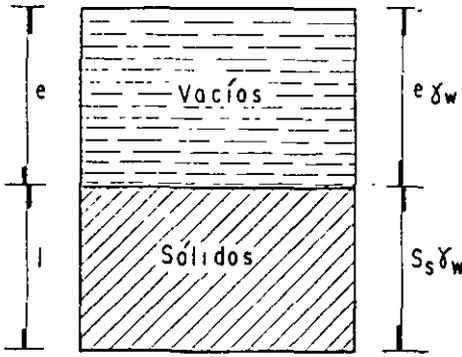
El concepto de energía específica conserva su pleno valor fundamental cuando se relaciona con procedimientos de compactación de campo. En el caso del uso de rodillos depende principalmente de la presión y el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y del número de pasadas del equipo. Tampoco es sencillo evaluar la energía de compactación en términos absolutos en un caso dado, pero si se varían los factores mencionados es posible hacerla cambiar, con lo que se obtienen términos de comparación entre dos trenes de trabajo diferentes.

En páginas subsiguientes de este capítulo se podrá ver la gran influencia de la energía de compactación en los resultados que se logran. Puede decirse que la energía específica de compactación es una de las variables que mayor influencia ejercen en el proceso de compactación de un suelo dado, con un procedimiento determinado.

4. *El contenido de agua del suelo.* Ya en los primeros estudios de Proctor se puso de manifiesto que el contenido de agua del suelo que se compacta es otra variable fundamental del proceso. Proctor observó que con contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la misma energía de compactación; pero observó también que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa de cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados. Es decir, Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y usando determinado procedimiento de compactación, existe un contenido de agua de compactación, llamado el óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que es dable obtener con ese procedimiento de compactación.

En relación a un proceso de compactación de campo, dicho contenido de agua es el óptimo para el equipo y la energía correspondientes.

Lo anterior puede explicarse en términos generales si se toma en cuenta que en los suelos finos arcillosos, a bajos contenidos de agua, ésta se encuentra en forma capilar, produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, las cuales tienden a formar grumos difícilmente desintegrables, que dificultan la compactación. El aumento en contenido de agua disminuye la tensión capilar y, por lo tanto, el aglutinamiento de sus grumos, lo que hace



Por definición:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{S_s \gamma_w}{l + e}$$

Según fórmula (1-9):

$$e = w S_s \text{ (Suelo saturado)}$$

$$\therefore \gamma_d = \frac{S_s}{1 + w S_s} \gamma_w \quad (4-3)$$

Figura IV-2. Esquema de un suelo saturado y deducción de la fórmula (4-3).

con el contenido de agua correspondiente a una cierta abscisa de la curva, aplicando la fórmula

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + w S_s} \gamma_w \quad (4-3)$$

que corresponde a suelos saturados y cuya obtención es sencilla a partir del esquema que se presenta en la Fig. IV-2.

Como se verá, muchas de las curvas de compactación que se obtienen en el laboratorio se realizan en pruebas en que el espécimen se compacta por capas dentro del molde y por medio de golpes aplicados con un pisón estándar, con una energía también prefijada. Cuando una prueba de tal naturaleza (prueba dinámica) se realiza en una arena sin contenido de partículas de arcilla, la curva de compactación adquiere la forma que aparece en la Fig. IV-3 (Ref. 4). En rigor esta forma es típica de las pruebas dinámicas que se aplican a materiales suficientemente permeables como para que no se desarrollen presiones de poro en el interior del suelo durante el proceso de compactación. Una curva como la de la Fig. IV-3 no define en forma clara ni el peso volumétrico seco máximo ni la humedad óptima; pero, por otra parte y desde un punto de vista práctico, que es el único en que tienen vigencia los conceptos anteriores, el asunto no tiene demasiada importancia, pues existen otras pruebas de laboratorio aplicables a arenas limpias o a mezclas de arenas y gravas sin finos en que estos materiales exhiben curvas en la forma usual; además, tales pruebas son más satisfactorias desde el punto de vista de la representatividad de los procesos de campo que se usan con tales materiales (pruebas de compactación con vibración).

IV-4 PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de las cuatro formas que adelante se enumeran, las cuales se diferencian por la naturaleza de los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estas formas son:

- A. Por amasado
- B. Por presión

- C. Por impacto
- D. Por vibración
- E. Métodos mixtos.

Con las tres primeras formas se aplican casi todos los métodos convencionales en uso desde hace varias décadas. La cuarta se refiere a técnicas de implantación más reciente, pero que se han popularizado mucho en los últimos tiempos. Como es natural no representan todos los modos posibles de entregar energía de compactación a un suelo, sino que simplemente son las soluciones comerciales e industriales que hasta el momento se han desarrollado para resolver el problema.

A Compactadores por amasado. Rodillos pata de cabra.

Estos compactadores concentran su peso sobre la relativamente pequeña superficie de todo un conjunto de puntas de forma variada (ver Fig. IV-4) ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas protuberancias penetran en el suelo. Conforme se van dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo, y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional; en una profundidad del orden de 6 cm, la superficie queda siempre distorsionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

En la Fig. IV-5 (Ref. 11) se muestra la influencia que sobre la compactación obtenida ejerce la

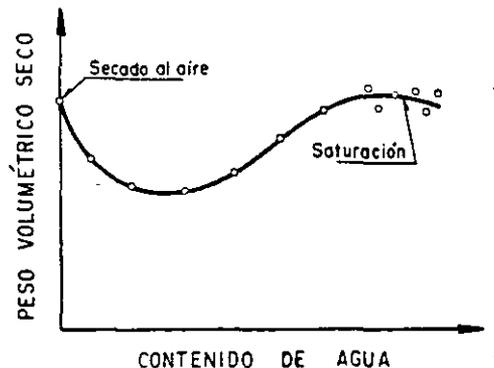


Figura IV-3. Curva de compactación obtenida en prueba dinámica en arenas limpias y gravas arenosas (Ref. 4).

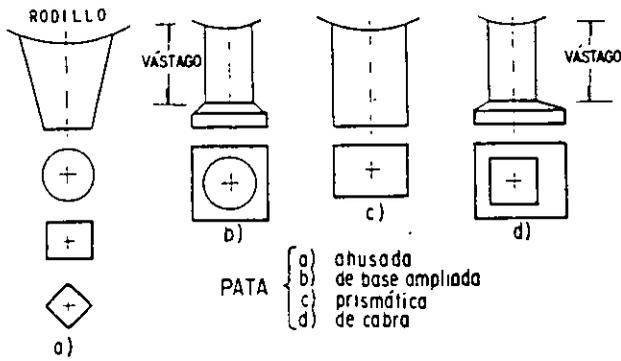


Figura IV-4. Tipos usuales de patas de rodillo pata de cabra (Ref. 3).

forma de la punta del vástago, que constituye la "pata de cabra" propiamente dicha; en forma esquemática se presentan los pesos volumétricos que resultaron en un caso dado con el empleo de tres tipos de vástago, todos de sección cuadrada de 15 cm de lado.

En todos los casos que se muestran, el vástago aplicó la misma presión y con la misma ley a lo largo del tiempo. La mayor eficiencia del vástago plano, así como la del que está ligeramente biselado se

revelan en la forma más regular de la zona más compactada y el mayor volumen representado por tal zona.

En la Fig. IV-6 (Ref. 11) se muestra esquemáticamente el resultado de una investigación particular que se realizó para estudiar el efecto de la forma de la sección recta del vástago y de su área transversal. Es notable la mayor eficiencia del vástago más grande, así como la superioridad de la sección cuadrada sobre la redonda. Más adelante, en este mismo párrafo, se completará esta información (ver Fig. IV-9).

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima penetración; a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale. Además, la acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la capa de suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar; para que esto ocurra el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago. A esta peculiar manera de compactar se le denomina acción de "amasado"

Figura IV-5. Influencia de la forma de la punta del vástago en los rodillos "Pata de cabra".

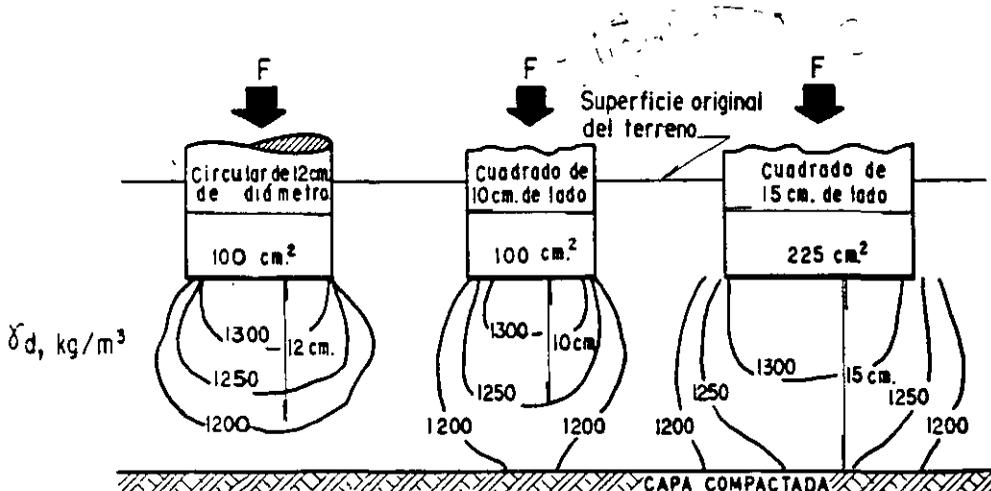
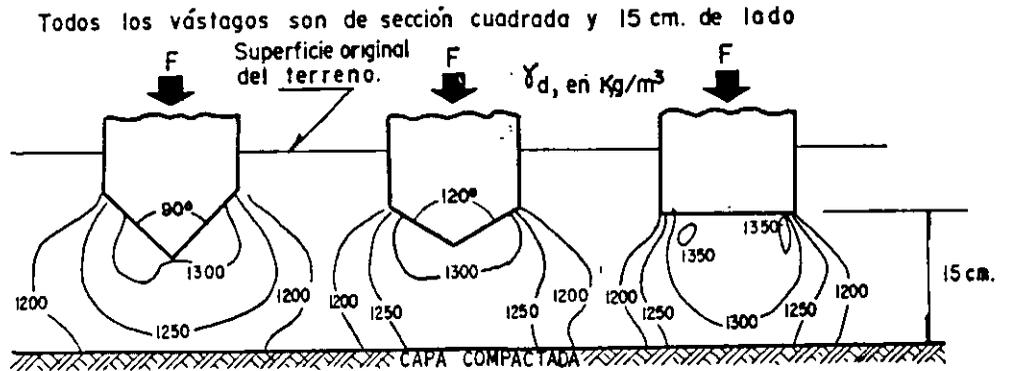
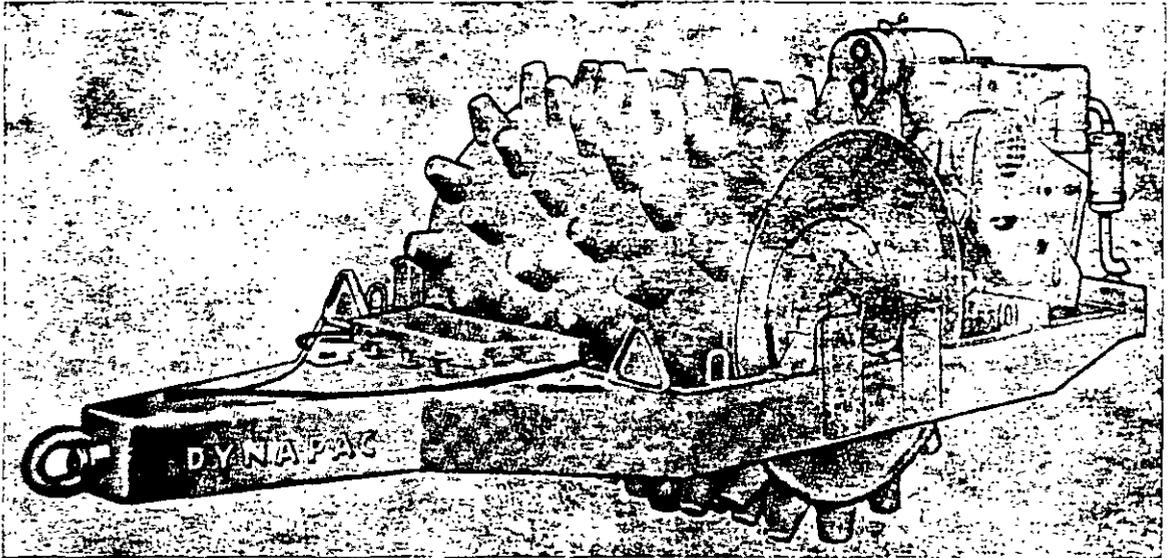
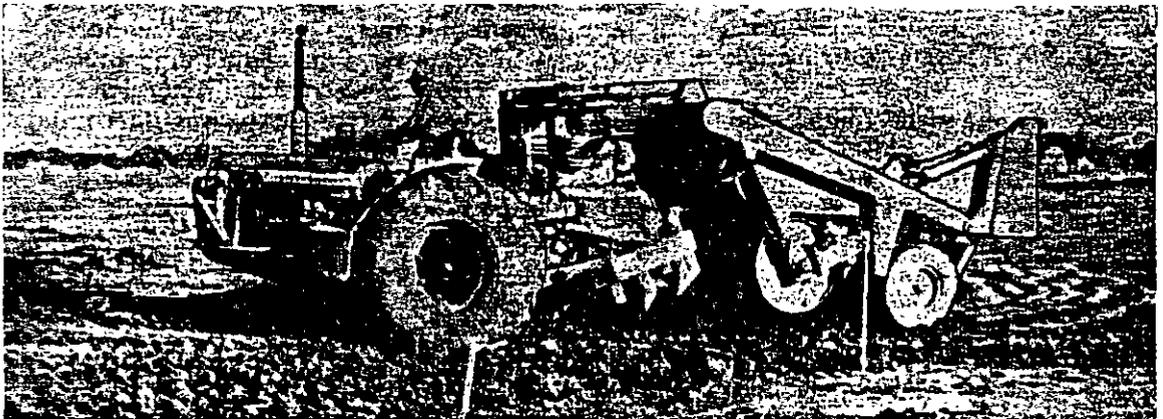


Figura IV-6. Influencia del tamaño y del área de la sección recta de los vástagos de los rodillos "Pata de cabra".



Rodillo pata de cabra vibratorio, del tipo remolcado, con peso total de 3.9 ton, fuerza dinámica de 10 ton y frecuencia de 1 400 a 1 600 vibraciones por minuto. El tambor está provisto de 98 patas tronco-cónicas.



Compactador compuesto de rodillo liso y rodillo neumático. Presión de inflado de las llantas, hasta 7.0 kg/cm²; carga por cm de ancho del rodillo liso, de 21.4 a 95.5 kg; velocidad de operación hasta de 16.1 km/hora.



Rodillo neumático vibratorio de tipo pesado, con un solo eje y dos llantas, remolcado por un tractor de oruga.

IV-5 ALGUNAS IDEAS UTILES EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS DE COMPACTACION EN EL CAMPO. GRADO DE COMPACTACION

Desde luego, el primer requisito para quien aspire a realizar un buen trabajo de compactación es conocer razonablemente bien los suelos que se vayan a compactar; esto ha de lograrse por medio de la exploración general que se realice a lo largo de la línea, con objeto de producir el estudio geotécnico del proyecto, y por la exploración particular que se efectúe en los bancos de donde se extraerán los materiales. Para tales fines deberán recabarse muestras representativas y completas (40 ó 50 kg), a fin de realizar con ellas las necesarias investigaciones de laboratorio.

La humedad natural del suelo en el campo es un dato importante. También lo será la información que se logre al obtener curvas de compactación, siguiendo el procedimiento de laboratorio que se estime reproduce mejor las condiciones de campo; de ello se hablará en un párrafo posterior de este mismo capítulo.

También se deben investigar las características de expansión y contracción por secado del suelo, para fijar el porcentaje de cambio de volumen que puede sufrir el suelo en la operación de la vía terrestre; la expansión deberá estudiarse en especímenes compactados y saturados, y la contracción secando el suelo compactado.

La elección del equipo de compactación es fundamental, desde luego. Antes de la elección, además de las características de los suelos que se vayan a compactar, deberán sopesarse cuidadosamente las condiciones estructurales que se desea obtener, de acuer-

do con las condiciones de la vía terrestre que se construya y con la ubicación de la zona que se compacte dentro de la sección transversal de la misma. Las consideraciones más importantes que se deben ponderar antes de elegir el equipo apropiado en un caso dado son las siguientes:

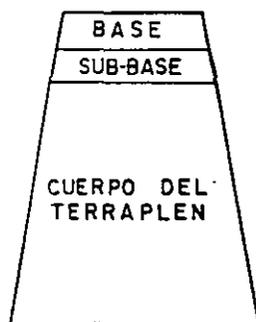
- Tipo de suelo.
- Variaciones del suelo dentro de la obra.
- Tamaño e importancia de la obra que se vaya a ejecutar.
- Especificaciones de compactación fijadas por el proyecto.
- Tiempo disponible para ejecutar el trabajo.
- Equipo que ya se posea antes de comenzar los trabajos.

La selección de un equipo de compactación es fundamentalmente un asunto de economía. El lector que haya seguido con atención lo expuesto sobre las características y los campos de aplicación de los diferentes equipos disponibles, se habrá percatado de los enormes traslapes de campos de aplicabilidad entre unos equipos y otros, y es que, en realidad, el desarrollo de los equipos ha sido empírico, regido por impulsos comerciales y por necesidades particulares y sólo rara vez, resultado de un proceso de investigación científica rigurosa. En consecuencia, el ingeniero suele tener varias alternativas de equipo, entre las que deberá decidir, escogiendo la combinación más favorable a sus intereses económicos; es decir, la que lo lleve a satisfacer al mínimo costo los requisitos de calidad impuestos por el proyecto.

Tabla IV-10

Una indicación sobre elección de equipos de compactación

SIMBOLO	SUCS*	MATERIAL	TAMPER	TAMPER	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	LISO VIBRATORIO PEQUEÑO	LISO VIBRATORIO PESADO	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	NEUMATICO	NEUMATICO
			AUTOPROPULSADO	REMOLCADO	AUTOPROPULSADO	REMOLCADO	PEQUEÑO	PESADO	VIBRATORIO, PEQUEÑO	VIBRATORIO, PESADO	LIGERO	PESADO
		GRANULAR LIMPIO					1	1			3	2
		GRANULAR CON POCOS FINOS	1	1			1	1	2	2		2
		ROCA	2	2				1		2		
GW, GP, SW		ARENA, GRAVA	2	2			1	1	2	2		2
SP		ARENA UNIFORME					1	1	2	2		3
SM, GM		ARENAS O GRAVAS LIMOSAS	1	1	4	4	3	3	2	2		2
ML, MH		LIMOS	1	1	2	2			3	3		2
GC, SC		ARENAS O GRAVAS ARCILLOSAS	1	1	2	2			3	3		2
CH, CL		ARCILLAS	1	1	2	2				3		3



En el párrafo IV-4 de este capítulo se presentaron ya los campos de acción de los diferentes equipos, así como las características de éstos que deben buscarse para hacerlos más eficientes y eficaces. La tabla IV-10 (Ref. 11) ofrece un resumen de los criterios allí expuestos, vertido a través de la opinión de su autor, la que se basa en su propia experiencia, con conclusiones que pudieran no ser compartidas por todos los especialistas.

Tablas como la IV-10 existen en gran profusión dentro de la literatura alusiva, y cada una de ellas refleja la experiencia que han acumulado diferentes instituciones y equipos técnicos. Naturalmente que no es posible reproducirlas aquí todas, ni siquiera las más importantes y completas; sin embargo, se ha juzgado conveniente reproducir en la tabla IV-11 una

de las de mayor interés. La información está tomada de la Ref. 21 y se refiere a las características de utilización de los suelos, no sólo en lo que respecta al problema de compactación, sino a otros varios; aun cuando sea cuestionable su inclusión en este lugar, desde el punto de vista del orden de presentación del material, se ha juzgado preferible citarla en conjunto, sin fragmentaciones que limiten el panorama global. Es obvio que el lector deberá colocarse hasta cierto punto en guardia contra este tipo de información de carácter tan general y condensado; una tabla como la IV-11 puede ser una excelente norma de criterio, pero desde luego no exime al ingeniero encargado de una obra particular de la obligación de hacer todos los estudios de detalle que se requieran para definir claramente las condiciones concretas a que haya que enfrentarse.

Tabla IV-11

Características de utilización de los suelos, agrupados según sucs.

Sim-bolo	Características de compactabilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (Proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								c/revestimiento ligero	c/tratamiento asfáltico
GW	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.9 a 2.1	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Muy estable	Excelente	Muy buena	Regular a mala	Excelente
GP	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.8 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Estable	Buena a excelente	Regular	Pobre	Regular
GM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra ligeros.	1.9 a 2.2	Ligera	Semipermeable. Drenaje pobre.	Estable	Buena a excelente	Regular a mala	Pobre	Regular a pobre
GC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.8 a 2.1	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Estable	Buena	Regular a buena	Excelente	Excelente
SW	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.7 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Muy estable	Buena	Regular a mala	Regular a mala	Buena
SP	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.6 a 1.9	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Razonablemente estable en estado compacto.	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala

Tabla IV-11 (Continuación)

Sim-bolo	Características de compactibilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								c/revestimiento ligero	c/tratamiento asfáltico
SM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.7 a 2.0	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Razonablemente estable en estado compacto	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala
SC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.6 a 2.0	Ligera a media	Impermeable. Mal drenaje	Razonablemente estable	Regular a buena	Regular a mala	Excelente	Excelente
ML	Buenas a malas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.5 a 1.9	Ligera a media	Impermeable. Mal drenaje	Mala estabilidad si no está muy compacto	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
CL	Regulares a buenas. Rodillos pata de cabra o neumáticos	1.5 a 1.9	Media	Impermeable. No drena	Buena	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
OL	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1.3 a 1.6	Media a alta	Impermeable. Mal drenaje	Inestable. Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse
MH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1.1 a 1.6	Alta	Impermeable. Mal drenaje	Inestable. Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	Muy mala	Muy mala
CH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1.3 a 1.7	Muy alta	Impermeable. No drena	Regular. Vigílese la expansión	Mala o muy mala	No debe usarse	Muy mala	No debe usarse
OH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1.0 a 1.6	Alta	Impermeable. No drena	Inestable. Debe evitarse su uso	Muy mala	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse
Pt	No debe usarse	--	Muy alta	Regular o mal drenaje	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse

Como ya se dijo, en un proyecto específico suelen fijarse los requerimientos de compactación estableciendo un cierto peso volumétrico seco que se debe alcanzar con el equipo que se utilice. A su vez, el valor de este peso proviene por lo general de un estudio de laboratorio en el que se realizan pruebas de compactación al suelo que haya de manejarse; de entre todas las pruebas disponibles se elige aquella que mejor represente el proceso de compactación de campo que garantice un nivel de compactación sufi-

ciente para poder asegurar el comportamiento deseado al material en el campo. Ha de comentarse, por cierto, que con frecuencia los ingenieros olvidan el aspecto de representatividad de la prueba de laboratorio que utilizan y les basta ampararse en una prueba suficientemente enérgica como para confiar en que se están estableciendo niveles de compactación lo bastante altos como para obtener en el campo un material de buen comportamiento, independientemente de que rara vez o casi nunca se investigan las

características finales de ese material. Este es quizá el error más común o la deficiencia más grave en relación con el manejo práctico de las técnicas de compactación; los autores de este libro esperan que cuando el lector haya terminado la lectura de este capítulo, especialmente de la parte que se refiere a las propiedades de los materiales compactados, pueda comprender que para estar seguro de contar con un proyecto adecuado no basta con emplear un estándar de compactación "alto", basado en un estudio de laboratorio que utilice una prueba de compactación de alta energía específica. La prueba pudiera no ser representativa del modo de compactación que se utilice en el campo, de manera que aun cuando los suelos compactados en el laboratorio con aquel procedimiento tuviesen las propiedades adecuadas (y pocos son los ingenieros que investigan a fondo cuáles son las propiedades de verdadero interés de los suelos que compactan, verificando por ejemplo su resistencia, su compresibilidad o que poseen una adecuada ley de esfuerzo-deformación) pudiera ser que el equipo en el campo obtuviese un suelo con propiedades distintas y quizá poco adecuadas, para el mismo peso volumétrico.

De todos modos, el peso volumétrico en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio. Como consecuencia de la diferencia esencial que existe entre ambos procesos de compactación y también como consecuencia de todos los problemas que en el campo pudieran presentarse, casi siempre sucede que el peso volumétrico que a fin de cuentas se obtiene en la obra no es idéntico al peso volumétrico seco máximo de la prueba de laboratorio que sirvió de base al estudio. La diferencia entre ambos valores, tradicionalmente se mide a través del concepto *grado de compactación*. Se define como grado de compactación de un suelo compactado en la obra a la relación, en porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo en el campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio que fundamentó el estudio.

El grado de compactación de un suelo es:

$$G_c (\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{máx}}} \quad (4-5)$$

Cabe mencionar que a pesar del amplio uso que se hace en la actualidad del concepto *grado de compactación*, éste dista mucho de estar exento de defectos. De hecho, casi podría decirse que es inadecuado para evaluar la calidad lograda por un cierto equipo en el campo. Un material A, en estado totalmente suelto, tal como se deposita en la obra, puede tener un grado de compactación del orden de 80%, antes de sufrir ninguna compactación, según la fórmula 4-5; otro material B, en las mismas condiciones, puede tener un grado de compactación de 60%. Si este último se compacta hasta alcanzar el mismo 80% de A, se diría que ambos suelos están en las mismas con-

diciones de compactación, si se aplica el criterio de grado de compactación. Sin embargo, la realidad es completamente distinta, pues A está en estado suelto, con todo lo que ello implica en lo que se refiere a su comportamiento mecánico, en tanto que B ya ha sido parcialmente compactado, con lo que aumentó su resistencia, disminuyó su compresibilidad y, en general, adquirió características diferentes a las del estado suelto.

Algunas instituciones, tomando en cuenta lo anterior, han adoptado una relación diferente para medir la compactación que alcanza el suelo en el campo, la que se denomina *compactación relativa* y está definida por la expresión

$$C. R. (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d\text{min}}}{\gamma_{d\text{máx}} - \gamma_{d\text{min}}} \quad (4-6)$$

donde

$\gamma_{d\text{máx}}$ es el máximo peso volumétrico seco obtenido en la prueba de laboratorio que se utilice.

$\gamma_{d\text{min}}$ es el mínimo peso volumétrico seco del mismo material.

γ_d es el peso volumétrico seco del material compactado en la obra.

Esta otra relación tiene la ventaja de no caer en la ambigüedad del grado de compactación, pues aquí un material totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa, pero hay el inconveniente de que no existe un procedimiento estándar para determinar $\gamma_{d\text{min}}$.

En suelos friccionantes, algunas instituciones han utilizando el concepto de *compacidad relativa* (expresión 1-17 del capítulo 1 de esta obra) para establecer y medir la compactación de campo; ello tiene el mismo inconveniente, pues tampoco existe una prueba estándar para determinar la compacidad relativa.

De cualquier manera, el concepto grado de compactación sigue siendo el método más usual para fijar el requisito de compactación que ha de lograrse en el campo. Así, por lo general éste se expresa con una frase como ésta: "Compáctese este material hasta el 95% del peso volumétrico seco máximo obtenido en tal prueba de laboratorio, como mínimo."

En consecuencia, el trabajo de un equipo de compactación en el campo suele planearse para lograr el grado de compactación especificado en la forma más económica.

El grado de compactación que se fije para un proyecto dado debe ser realista en el sentido de no imponer requerimientos excesivos, sea con relación a las propiedades que se deban obtener o al equipo disponible y la importancia de la obra que se vaya a ejecutar; lo contrario causa continuos problemas de ajuste en el campo, que entorpecen la marcha de las obras.

No puede fijarse el grado de compactación que se vaya a exigir en cada caso; éste es un asunto en que el ingeniero debe emplear su criterio, adecuándolo a cada proyecto.

La Secretaría de Obras Públicas de México, por ejemplo, tiene la norma de no compactar el cuerpo de las terracerías a menos del 90% en ningún caso, y exige por lo general el 95% en una porción superior de los terraplenes y el 100% en la capa subrasante y en las diversas capas del pavimento; estos grados de compactación se refieren a las pruebas de compactación de laboratorio que específicamente utiliza la Secretaría de Obras Públicas, las que se comentarán más adelante. La tabla IV-12 que aparece a continuación está tomada de la Ref. 21 y representa más bien una guía sobre los grados de compactación que son usuales en las obras, que números fijos que se puedan aplicar indiscriminadamente.

Tabla IV-12

Valores tentativos de grados de compactación convenientes

Tipo de suelo	Grado de compactación, referido a la prueba Proctor estándar, según la importancia y el tipo de obra por ejecutar.		
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
GW	97	94	90
GP	97	94	90
GM	98	94	90
GC	98	94	90
SW	97	95	91
SP	98	95	91
SM	98	95	91
SC	99	96	92
ML	100	96	92
CL	100	96	92
OL	—	96	93
MH	—	97	93
CH	—	—	93
OH	—	97	93

Obras tipo 1. Terraplenes de más de 30 m de altura. Subrasantes bajo pavimentos definitivos, con espesor no mayor de 30 cm. Los 2 m superiores bajo cimentaciones de edificios de dos o más pisos o de puentes y pasos a desnivel.

Obras tipo 2. Partes inferiores de los rellenos bajo edificios. Capa superior de los terraplenes comunes, bajo subrasantes de 30 cm, como mínimo. Terraplenes de menos de 30 m de altura.

Obras tipo 3. Otros suelos que requieren compactación, sin grandes requerimientos de resistencia e incompresibilidad.

El requisito de compactación se fija básicamente buscando el balance óptimo de las siguientes propiedades (Ref. 13):

1. Homogeneidad.
2. Características favorables de permeabilidad.
3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones

inaceptables. Este requisito es más importante a mayor altura del terraplén.

4. Razonable resistencia al esfuerzo cortante.
5. Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación.
6. Flexibilidad, para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.

El cumplimiento de la condición 1 depende sólo del equipo de compactación que se use y del buen control del proceso. El conjunto de los requisitos 3 y 4 es conflictivo con los 5 y 6 y frecuentemente con el 2.

Dados el suelo y la energía de compactación de campo, la mejor solución al conflicto es la compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo de campo. Cuando uno de los grupos de requisitos en conflicto se considera más importante que el otro, debe modificarse en el sentido que convenga la especificación del contenido de agua de compactación; por ejemplo, si las condiciones 3 y 4 se consideran de mayor interés que las 5 y 6, debe especificarse un contenido de agua menor que el óptimo, y mayor, en caso contrario.

La condición 5 puede investigarse mediante pruebas de consolidación en que la muestra se someta a saturación bajo diversas cargas, así se llegará a un valor mínimo aceptable del contenido de agua de compactación.

Para estimar el máximo contenido de agua de compactación aceptable desde el punto de vista de las condiciones 4 y 5 se pueden realizar pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje, con medición de los coeficientes de presión de poro A y B (Ref. 24, citado en la Ref. 25). El contenido de agua mínimo necesario para satisfacer la condición 6 sólo se puede estimar cualitativamente, pues por ahora no hay disponible ninguna correlación entre el comportamiento probable del prototipo y las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos.

Al especificar el mínimo peso volumétrico seco debe considerarse sobre todo la experiencia acumulada en la construcción de obras similares.

En rigor el requisito de compactación se fija en términos del equipo que se vaya a usar, del resultado que se espera obtener o por una combinación de ambas cosas. La formulación de un requisito adecuado requiere un conocimiento detallado de la sensibilidad del suelo compactado a todas las variables de importancia en el proceso de compactación; de éstas, el contenido de agua es probablemente lo que más influye. Muchas veces en el requisito de compactación se omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un amplio intervalo de contenidos de agua, ajustando el tipo de equipo y su modo de empleo. Pero en tal caso, el suelo que se compacte puede tener también una amplia variedad de comportamientos, independientemente de que se alcance el mismo peso volumétrico seco. En la Fig. IV-24 (Refs. 3 y 26) se ilus-

el capítulo 1 de esta obra) han modificado de manera fundamental el criterio de los ingenieros sobre los problemas conectados con la construcción de estas estructuras. Pudiera decirse que la atención se concentra hoy en tres factores, sobre la base de reconocer la necesidad de someter los pedraplenes a algún proceso de compactación; los factores indicados son la granulometría, el espesor de la capa tendida y la técnica de humedecimiento del material.

Como se explicó en el capítulo 1 de esta obra, la granulometría es un factor importante por dos razones. Primero, porque las fuerzas de contacto son menores en un material bien graduado ($C_u > 10$) que en otro uniforme, por lo que, para la misma calidad de roca, la rotura de granos es baja en el primer material y el pedraplén que con él se haga será menos compresible. En segundo lugar, para la misma energía de compactación, el material bien graduado adquiere una compacidad relativa mayor que el uniforme, por lo que adquirirá también mayor resistencia. Las mezclas de grava y arena de río por lo general tienen buena granulometría y granos sanos, por lo que constituyen excelentes materiales; la composición granulométrica favorable de los enrocamientos y materiales granulares no siempre es tan fácil de obtener, sobre todo en el caso de que sean producto de la explotación con explosivos en cantera, excepto cuando el fracturamiento propio de la roca induzca la obtención de un material bien graduado.

Se debe evitar la segregación de los materiales de enrocamiento al colocarlos en el pedraplén. Por ello, suele limitarse la altura de caída al mínimo posible y se usan precauciones especiales de tendido; la segregación es poco significativa en materiales de granulometría uniforme.

Con base en la información presentada en la Ref. 27, que sirve de guía principal para la elaboración de este inciso, se ve que es recomendable el humedecimiento del material al colocarlo, para acelerar los asentamientos durante la construcción y reducir las deformaciones que sufra el pedraplén durante su vida útil. Según la información disponible en la actualidad, es suficiente un riego de agua a razón de 300 l por metro cúbico de material.

La evidencia de que la compactación y la granulometría son los factores que más influyen para lograr una masa poco compresible y suficientemente resistente ha propiciado la fabricación de equipos cada vez más eficientes para estos tipos de construcción; los compactadores modernos tienen aditamentos vibratorios. El espesor de la capa tendida y compactada suele estar comprendido entre 50 cm y 1 m, para enrocamientos con tamaño máximo entre 30 cm y 60 cm.

La antigua práctica de bandear capas de 1 a 2 m de espesor con tractor pesado no garantiza la formación de pedraplenes adecuados.

No existen mediciones de comportamiento de pedraplenes para Vías Terrestres en la abundancia que fuera de desear, ni mucho menos. Las instituciones

interesadas deben dedicarse con urgencia a medir los asentamientos, los desplazamientos horizontales y del comportamiento general de grandes pedraplenes.

IV-8 PRUEBAS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO

Los procesos de compactación de campo son en general demasiado lentos y costosos como para reproducirlos a voluntad, cada vez que se desee estudiar cualquiera de sus detalles; no proporcionan un modo práctico de disponer de una herramienta de análisis, estudio e investigación, tal como lo requiere el problema de la compactación de suelos, con sus muchas complicaciones y complejidades. Así, la tendencia a desarrollar pruebas de laboratorio que reproduzcan fácil y económicamente aquellos procesos debió de ser obvia para cualquiera que se interesara (e interese) en racionalizar las técnicas de campo y en conocer más un proceso tan difícil e importante.

Las mismas razones inducen a las pruebas de laboratorio a ser base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo; la alternativa sería o establecerlo sobre bases únicamente personales, fundadas en la experiencia anterior, pero sin ningún estudio para el caso, o desarrollarlo en un modelo a escala natural, verdadera duplicación de la estructura que se vaya a construir, llegando como límite al absurdo total de hacer algo para aprender a hacerlo (absurdo, naturalmente, en el caso de que se habla, pero no en relación a otras actividades humanas).

Así planteado el problema, las pruebas de compactación de laboratorio se justifican sólo en términos de su representatividad de los procesos de campo que reproducen. Y esta representatividad ha de ser llevada a sus últimas consecuencias, so pena de caer en un despropósito y llegar a estudiar detenida y acuciosamente en el laboratorio un proceso que no tenga nada (o no tenga mucho) que ver con el proceso de compactación de campo que se supone que reproduce; este divorcio podría llegar a tener consecuencias graves en cuanto a las conclusiones prácticas que se adopten y, desde luego, las tendría al desviarse fuera de sus cauces justos y razonables el criterio de aquellos ingenieros que juzgaran el proceso de compactación a través del laboratorio de manera única o principal.

Ya se comentó con relativa extensión el conjunto de factores que afectan a un proceso de compactación; es obvio que todos deben contemplarse al establecer una prueba de laboratorio. Como existen tantos modos de compactar suelos en el campo, es también razonable pensar que no se logrará tener una sola prueba, con una única técnica estandarizada, que pueda representarlos a todos. Así, es lógico pensar que haya pruebas de compactación de varios tipos. La energía de compactación influye mucho también en los resultados del proceso, y hoy los equipos de campo la aplican en formas muy variadas, de ma

nera que también habrá variantes en las pruebas por este concepto.

Aun cuando otros factores actúan como variables que afectan el proceso de compactación, sólo los antes mencionados han sido utilizados para diferenciar pruebas de laboratorio, por lo menos las más comunes.

A partir de 1933, en que Proctor desarrolló su prueba, la primera históricamente, han ido apareciendo otras muchas; todas ellas pueden agruparse en uno de los siguientes apartados:

- A Pruebas dinámicas
- B Pruebas estáticas
- C Pruebas por amasado
- D Pruebas por vibración
- E Pruebas especiales o en proceso de desarrollo

A Pruebas dinámicas

Todas las pruebas dinámicas hoy en uso participan de las siguientes características comunes:

1. El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, variando de unas pruebas a otras el tamaño del molde y el espesor de la capa.

2. En todos los casos la compactación propiamente dicha se logra al aplicar a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un pisón cuyo peso, dimensiones y altura de caída cambian de unas variantes de prueba a otras. El número de golpes de pisón que se aplica por capa también cambia en las diferentes pruebas.

3. En todos los casos, la energía específica se puede calcular con bastante aproximación con el empleo de la expresión 4-1, quedando definida por el número de golpes por capa del pisón compactador, el número de capas en que el suelo se dispone dentro del molde, el peso del pisón compactador, su altura de caída y el volumen total del molde.

4. En todos los casos se especifica un tamaño máximo de partícula que puede contener el suelo, y se eliminan los tamaños mayores por cribado previo a la prueba. Con frecuencia se establece también una especificación relativa al reuso del material durante la prueba.

El valor de cada una de las variables de la prueba puede hacerse cambiar según convenga, a fin de reproducir en cada caso las condiciones de compactación de campo, pero se ha hecho costumbre que cada organismo (o grupo de ellos) de los que usan suelos compactados, fije según su experiencia una prueba patrón y que de sus resultados deriven las especificaciones para la compactación en el campo. Desde luego que, como las propiedades mecánicas de los suelos compactados dependen de las condiciones de compactación, y las propiedades que son deseables en cierta estructura no necesariamente lo son en otra, resulta irracional el uso de un solo patrón

de laboratorio para todas las posibles situaciones de campo (Ref. 13).

Algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado mayor difusión son la prueba Proctor estándar (que es la que originalmente propuso Proctor), la prueba Proctor (AASHO) estándar (con cuatro variantes), la prueba Proctor (AASHO) modificada (con cuatro variantes), la prueba E-10 del U.S. Bureau of Reclamation, la prueba de impactos de California (en sus dos variantes) y la prueba británica estándar (B. Std.-1377. 1948).

Las características principales de algunas de estas pruebas se presentan en la tabla IV-13 (Ref. 4).

Al final de la tabla IV-13 se añadió la variante Proctor S.O.P., por medio de la cual la Secretaría de Obras Públicas suele controlar los trabajos de compactación de terracerías en materiales finos.

Además de las anteriores, merece mención la variante de prueba de compactación dinámica estipulada por el Departamento de Carreteras del Estado de Texas (EE.UU.), similar hasta cierto punto a la prueba AASHO modificada.

Las pruebas AASHO estándar y AASHO modificada se detallan en su procedimiento en el anexo IV-a de este capítulo. Ambas existen en 4 variantes, generadas con el criterio que se indica a continuación. En primer lugar se utilizan dos tipos de molde, uno con diámetro de 10.16 cm (4") y otro con diámetro de 15.24 cm (6"); la razón de esto es que el primero es el molde clásico establecido por Proctor y que perdura por la costumbre, en tanto que el segundo es un tamaño que se introdujo después debido a la conveniencia de realizar pruebas de valor relativo de soporte (VRS) en el material compactado, sin extraerlo del molde; para estas pruebas, típicas de la tecnología de pavimentos y que se detallarán en el capítulo alusivo, el molde de 4" resulta pequeño y se utiliza el de 6" (técnica del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos). En segundo lugar se utilizan dos tipos de granulometrías, uno hasta el tamaño máximo de la malla N° 4 y otro hasta el tamaño máximo de 3/4"; esto es con el objeto de dar mayor representatividad a la prueba y abarcar una mayor variedad de materiales.

El método por impactos de California, que se describe en el anexo IV-b de este capítulo, en realidad es anterior a la propia prueba original de Proctor en su utilización como método de control de compactación de campo. En esencia es similar a las pruebas normalizadas por la AASHO, si bien la energía específica es distinta, como consecuencia de las diferencias anotadas en la tabla IV-13. El Departamento de Carreteras de California la utiliza para control de compactación de campo y la ha mantenido en uso durante muchos años, apartándose un poco de la tendencia casi universal en los EE.UU., en favor de las pruebas Proctor, normalizadas por la AASHO, quizá por no desaprovechar la experiencia de muchos ingenieros de campo, que al cabo de los años se va "calibrando" en el uso de una cierta prueba; la anterior

Tabla IV-13

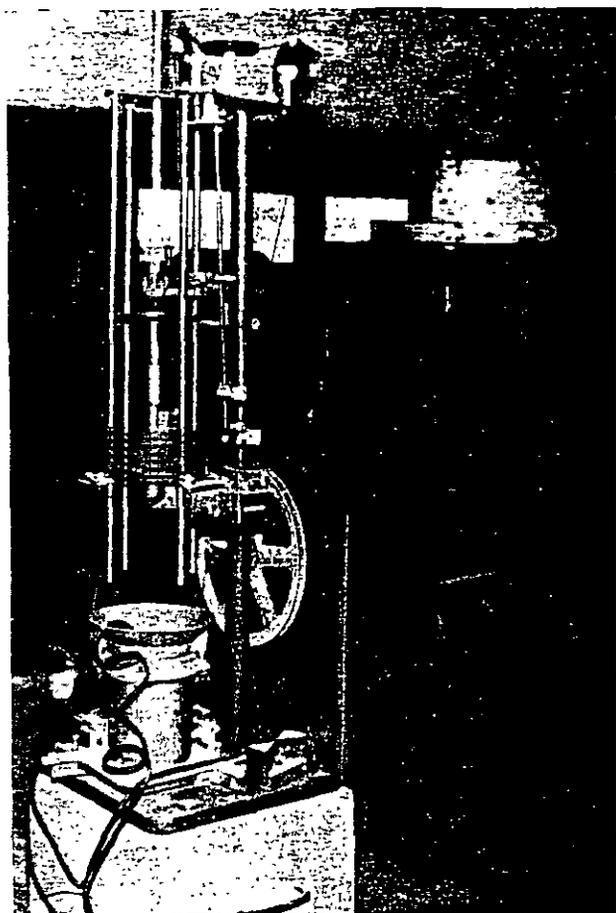
Características de las pruebas de compactación por impactos de uso más generalizado

Prueba	Tratamiento del material	Molde		Peso del martillo	Altura de caída	Nº de capas	Nº de golpes por capa	Reuso del suelo	Energía específica
		Diámetro	Altura						
		cm	cm	kg	cm	—	—	—	kg cm cm ³
Proctor estándar	Cribado por la malla de 1/4"	10.16	12.70	2.490	30.48	3	25	sí	4.02
Prueba E-10 del U.S.B.R.	Cribado por la malla Núm. 4, tras secado al aire y desintegración de grumos	10.80	15.24	2.490	35.72	3	25	sí	6.05
Proctor (AASHO) estándar (variante A)	Cribado por la malla Núm. 4, tras secado al aire	10.16	11.43	2.490	30.48	3	25	sí	6.05
Proctor (AASHO) modificada (variante D)	Tras secar al aire, se desintegran grumos y se criba por la malla de 3/4", reemplazando material retenido con igual peso del material comprendido entre las mallas de 3/4" y Núm. 4	15.24	17.78	4.530	45.72	5	55	no	27.31
California Variante A	Cribado por la malla de 3/4" en estado seco	7.30	91.44	4.530	45.72	5	20	no	17.70
Variante B	Cribado por la malla de 3/4" en estado húmedo	7.30	91.44	4.530	45.72	10	20	no	35.40
Británica estándar	Secado al horno o al aire y cribado p/malla 3/4"	10.16	11.68	2.492	30.48	3	25	sí	6.05
Variante Proctor de SOP	Secado al aire y cribado por la malla Núm. 4	10.16	11.68	2.490	30.48	3	30	sí	6.65

es quizá la principal razón por la que muchas instituciones mantienen en uso pruebas que en realidad difieren poco de otras y cuyo uso no añade nada substancial a la tecnología que se emplea.

Otro tanto sucede en la Secretaría de Obras Públicas de México, que utiliza para suelos finos una prueba tipo Proctor cuya única variación notable respecto a la prueba AASHO estándar consiste en dar 30 golpes por capa en vez de 25. Esta norma se introdujo hace más de 35 años y obedeció a que entonces se creyó que era más fácil obtener una buena repartición de los golpes por capa si se daba un número mayor; la razón para apartarse de la práctica común podrá parecer hoy excesivamente sutil o, incluso, inadecuada, pero el hecho es que la Secretaría de Obras Públicas ha desarrollado sus últimos 35 años de experiencia con base en esta prueba y ésta es la causa única de que se siga utilizando.

El Departamento de Carreteras del Estado de Texas ha desarrollado otra prueba de impactos que, como se dijo, tiene interés particular (Ref. 33). El hecho esencial está en la mecanización de la prueba, por lo demás básicamente similar a la Proctor (AASHO) modificada; mediante la mecanización se trata de eliminar la influencia del operador. Existen diferencias relativamente menores en relación al tamaño de las partículas, al tamaño del espécimen y la compactación se hace en un equipo automático que usa pisones también automáticos; se impone el requisito de no reusar el material. Se especifican 4 energías diferentes para distintos tipos de suelos, y se disminuye la energía de compactación en los suelos finos a medida que puedan desarrollar tendencia a la expansión o al agrietamiento; se tiene todo un procedimiento de compactación para las arenas limpias.



Compactador mecánico por impactos, de Texas.

Una de las objeciones más serias que se han puesto a las pruebas de compactación por impacto estriba en decir que su representatividad está fundamentalmente en entredicho por las condiciones de confinamiento muy rígidas que impone el molde al suelo colocado en su interior; estas condiciones limitan la posibilidad de desplazamiento de las partículas del suelo, haciéndolas distintas de las que se tienen en el campo, donde el confinamiento lateral es mucho menor. Con base en esta idea, Francis Hveem, uno de los cerebros más agudos y originales que han estudiado estos problemas, propuso realizar pruebas en moldes convencionales, pero con especímenes en forma de cilindro hueco, en cuyo interior se colocaría un cilindro de hule, que hiciese posible un desplazamiento de las partículas más parecido al que tienen en el campo. Los autores de este libro conocen por comunicación personal algunos resultados preliminares de esta idea, que indicaban la obtención en muchos suelos de más altos grados de compactación para menores energías, respecto a la pruebas tradicionales; sin embargo, parece ser que estas interesantes investigaciones se interrumpieron antes de conducir a conclusiones de carácter definitivo.

En la Fig. IV-7 se presentó un hecho fundamental que rige los procesos de compactación de laboratorio en pruebas dinámicas. A energía creciente, se

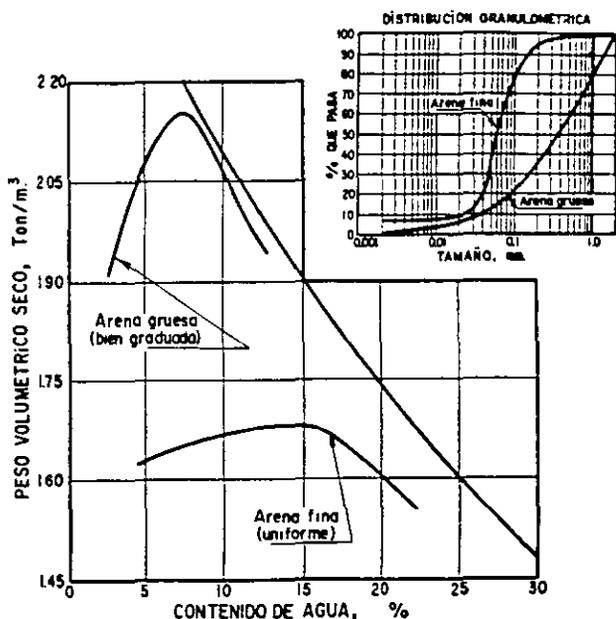


Figura IV-26. Curvas de compactación para dos arenas de diferente granulometría con la misma energía de compactación (Ref. 34).

obtiene mayor peso volumétrico seco máximo a contenido de agua óptimo decreciente. Al comparar las diferentes curvas de compactación de la Fig. IV-7 se puede ver también que arriba de la humedad óptima un fuerte aumento en la compactación tiene muy poco reflejo en el peso volumétrico seco logrado, en tanto que abajo del contenido óptimo de agua, es muy considerable el efecto del aumento de la energía de compactación.

La Fig. IV-26 (Ref. 34) ilustra el efecto del tipo de suelo (en este caso la granulometría) en los resultados de la compactación lograda en dos arenas diferentes; en ambos casos se usó la prueba británica estándar.

Nótese la ventaja de la arena bien graduada, en la que las partículas finas pueden acomodarse en los huecos entre las grandes.

La influencia del contenido de partículas gruesas en la muestra de suelo fue investigada por Maddison (Ref. 35), quien encontró que la mezcla de 25% de cualquier agregado de un solo tamaño, hasta 2.5 cm, tiene poco efecto en la compactación del conjunto de suelo, pero porcentajes mayores de ese mismo tamaño hacen decrecer con rapidez los pesos volumétricos alcanzados, y cuando dicho porcentaje llega a ser 70%, el comportamiento del suelo es el de un conjunto de partículas gruesas del tamaño seleccionado.

La información respecto a la influencia del tipo de suelo puede complementarse si se analiza la Fig. IV-27 (Ref. 15), en la que se presentan curvas de compactación para 8 diferentes suelos, compactados con la prueba Proctor (AASHTO) estándar.

En la Fig. IV-28 (Ref. 34) se muestran resultados del secado y humedecimiento de una arena arcillosa compactada con la prueba británica estándar de im-

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS, INCLUYENDO CARRETERAS DE ALTAS ESPECIFICACIONES

DISPAV-5 VERSIÓN 2.0

**SANTIAGO CORRO CABALLERO*
GUILLERMO PRADO OLLERVIDES***

* Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

2LAS

RESUMEN

Este informe tiene el propósito de describir el empleo del método actualizado de diseño desarrollado por los autores en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

La teoría es compatible con los conceptos generales presentados en el informe técnico 325 de las *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*. El informe fue analizado cuidadosamente con base en la amplia información obtenida en tramos de prueba, carreteras típicas de la red nacional, y pruebas a escala natural en la pista circular del Instituto.

Hasta la fecha se ha realizado una extensa investigación, la cual confirma los postulados básicos del método de diseño:

- Planteamiento mecanicista para las dos formas principales de falla de los pavimentos:

Un modelo rígido plástico y los criterios de capacidad de carga de Terzaghi, para estimar la deformación permanente a largo plazo de las capas de pavimento no tratadas con ligantes. El modelo teórico-empírico concuerda con la experimentación a escala natural.

Un modelo elástico para determinar el comportamiento del camino, basado en la falla por agrietamiento a fatiga de las capas ligadas con asfalto, tomando en cuenta la deformación unitaria crítica a tensión en esas capas.

- Un enfoque probabilista para estimar los niveles de confianza apropiados.
- Cálculo analítico de los factores de daño por camión. El modelo toma en cuenta carga total, tipo de eje, presión de llanta, y la profundidad a la cual se estima el factor de daño relativo.
- Caracterización de los materiales con base en su comportamiento real a largo plazo en el camino.

El método de diseño actualizado incluye, entre otras características:

- (a) Modelos de deterioro para estimar la deformación permanente del pavimento a la falla, basados en pruebas a escala natural en el campo y en el laboratorio.
- (b) Modelos para determinar el comportamiento a fatiga de las mezclas asfálticas, basados en la extensa investigación realizada en el Instituto, tomando en cuenta las condiciones particulares de clima y tránsito de México.

Comparado con otros métodos internacionales reconocidos para el diseño de pavimentos los resultados son satisfactorios, tanto para caminos normales como para carreteras de altas especificaciones.

Actualmente, se dispone de una nueva versión del Método de Diseño para uso en pavimentos asfálticos y secciones estructurales semirrígidas (DISPAV-5, Versión Preliminar 3.0). Se presentará en Visual Basic y otros lenguajes, e incluirá nuevas características para simplificar el diseño de caminos normales y de carreteras de altas especificaciones. La nueva actualización combinará la sencillez de los Catálogos de estructuras y la precisión de los Modelos Analíticos. Antes de la distribución de esta nueva versión de prueba (3.0), habrá una etapa de implementación del modelo y caracterización

de bases y subbases estabilizadas con cemento. Para uso práctico, se espera distribuir la versión (3.0) dentro de un año más, aproximadamente.

1. INTRODUCCIÓN AL CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente informe se presenta la versión más reciente del criterio de diseño estructural desarrollado por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM. Los conceptos empleados en las versiones anteriores, han mostrado ser compatibles con el trabajo actual que amplía la información experimental e incluye el caso de carreteras de altas especificaciones y la información actualizada sobre comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas típicas del país.

Para simplificar el empleo del método de diseño se utiliza un programa interactivo de cómputo, DISPAV-5 - Diseño de Pavimentos, empleando secciones estructurales hasta de cinco capas -, lo cual simplifica mucho el empleo del método de diseño ya que incorpora tanto el cálculo por deformación permanente, en el modelo elasto-plástico desarrollado en el Informe 325 de las Series del Instituto de Ingeniería, como el cálculo por fatiga empleando modelos elásticos de varias capas tal como se recomienda en dicho informe.

El programa utiliza el planteamiento teórico-experimental propuesto en los informes números 325 y 444 del Instituto de Ingeniería, UNAM, complementado con los resultados de las numerosas investigaciones realizadas desde 1964 a 1988 y la información existente en el ámbito internacional.

El DISPAV-5 es un programa de tipo interactivo que permite calcular tanto carreteras de altas especificaciones como carreteras normales. Su fundamento es teórico-experimental, y para su aplicación se emplean conceptos y métodos de cálculo mecánicos.

Entre las adiciones incluidas, respecto al método original, publicado en 1974, está la de incorporar de manera explícita un modelo mecanicista para determinar las deformaciones unitarias de fatiga, basado en los estudios experimentales realizados en el Instituto de Ingeniería, UNAM, sobre mezclas asfálticas típicas durante los años 1985 a la fecha.

También se agrega un nuevo modelo desarrollado para diseñar estructuras de carreteras de altas especificaciones tomando en cuenta tanto la deformación permanente acumulada (rodera) como el agrietamiento a fatiga en las capas ligadas con asfalto. El modelo original para caminos normales, no sufrió cambios adicionales y también está incorporado al DISPAV-5.

El método de diseño está fundamentado en la extensa experimentación realizada a escala natural, tanto en el campo como en el laboratorio, y los estudios analíticos llevados a cabo dentro del programa experimental del Instituto de Ingeniería, UNAM. Al comparar sus predicciones con diversos criterios ampliamente reconocidos en el extranjero, los resultados son satisfactorios.

En lo que se refiere al diseño por deformación permanente es importante señalar que el método previene la deformación excesiva en las capas no estabilizadas con asfalto (base, sub-base, subrasante y terracería). Además, se considera que las mezclas asfálticas se han proyectado de manera cuidadosa y que por tanto las deformaciones de las capas asfálticas son relativamente pequeñas.

Debe mencionarse que existe una alta dependencia entre las características mecánicas de las mezclas asfálticas y las variaciones climáticas en la carretera, combinadas con la frecuencia e intensidad de las solicitaciones del tránsito. Debido a este problema existen variaciones muy altas en los módulos de rigidez (o módulos "elásticos") de las mezclas asfálticas durante la vida de servicio del camino:

La determinación del "módulo de rigidez equivalente", que representa las condiciones normales de la carretera durante las diferentes épocas del año, presenta una dificultad significativa para su determinación, en todos los métodos de diseño, y en la práctica este es uno de los factores de diseño que requiere experimentación amplia y buen juicio del proyectista para llegar a un proyecto adecuado.

Para resolver dicho problema, se requiere zonificación de la carretera, análisis por estación climática y estudios analíticos, aplicando la ley de Miner para determinar el "módulo de rigidez equivalente" de las capas asfálticas, que produce el mismo comportamiento estructural de la carretera que el que ocurre en la realidad, donde las variaciones de módulo de rigidez se presentan durante las diferentes horas del día y de la noche, con fuertes diferencias según la zona geográfica y la estación del año.

En consecuencia, el método de diseño estructural del Instituto de Ingeniería, UNAM, presupone un proyecto adecuado de las mezclas asfálticas, mediante el proporcionamiento cuidadoso de las mismas y la elección adecuada de los materiales empleados en ellas.

La prevención de este tipo de deformación en las capas asfálticas es de mucha importancia cuando las temperaturas son altas y los espesores son gruesos, sobre todo si el tránsito es de tipo pesado.

Al aplicar el método de diseño estructural del Instituto de Ingeniería, UNAM, debe tenerse suficiente información sobre los insumos requeridos, ya que la confiabilidad de los resultados del cálculo depende de que los datos empleados sean representativos de las propiedades esperadas de los materiales en el lugar, durante la vida de servicio de la obra vial.

1.1 Opciones de cálculo

El programa permite dos procedimientos de cálculo, que se detallan en los capítulos 2 y 3.

- 1. Diseño de un pavimento, a partir de un tránsito de proyecto y de características mecánicas de materiales conocidos. En este caso se llega a la determinación de los espesores de capa requeridos para el tránsito de proyecto deseado.**
- 2. Determinación de la vida previsible por deformación permanente y por agrietamiento debido a fatiga, del sistema de capas analizado.**

1.2 Entrada al programa interactivo de cómputo DISPAV-5

El programa opera, de manera ejecutable en computadoras con sistemas operativos Windows 3.1, 3.11, Windows 95/ 98 / NT, lo cual requiere que el disco duro tenga archivos tipo FAT. No requiere de instalación especial en la computadora y la velocidad de la misma puede ser de 66 MHz en adelante.

Para iniciar el cálculo hay que introducir el disquete del programa en el puerto A: \, con todo el conjunto de programas del DISPAV-5. Para iniciar el cálculo se abre el archivo DISPAV-5.exe, que de manera interactiva solicitará los insumos requeridos.

Para mayor rapidez de cálculo, los programas incluidos en el disquete DISPAV-5 pueden copiarse a una carpeta o a un subdirectorio del disco duro de la computadora.

2. PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

El procedimiento tiene varias etapas:

1. Entrada de datos.
2. Diseño por deformación
3. Revisión del diseño anterior para efectos de fatiga.
4. En caso de que no se satisfaga el criterio de fatiga se puede modificar el diseño resultante.

2.1 Entrada de datos del proyecto

El programa requiere la alimentación de información referente al tipo de carretera, tránsito de proyecto, materiales a emplear y nivel de confianza. A continuación se detallan esos pasos, en el orden pedido por el programa.

2.1.1 Tipo de carretera

Se presentan dos modelos de diseño:

1. Diseño de carreteras de altas especificaciones en las cuales se requiere conservar un nivel de servicio alto de la superficie de rodamiento, durante toda la vida de servicio. Al término de la vida de proyecto la deformación esperada con este modelo

de diseño es del orden de $\Delta_{20} = 1.2$ cm (percentil 80 de la deformación máxima) con agrietamiento ligero o medio

2. Diseño en carreteras normales en donde la deformación permanente esperada, al término de la vida de proyecto, es de $\Delta_{20} = 2.5$ cm, con agrietamiento medio o fuerte. En este tipo de diseño se debe hacer mantenimiento rutinario frecuente.

Es importante hacer notar que el comportamiento del pavimento depende de manera significativa del control de calidad en la construcción y de un mantenimiento adecuado. En el caso de carpetas asfálticas el diseño de la mezcla asfáltica es un elemento importante en el comportamiento y se requiere un diseño cuidadoso para evitar la falla prematura.

En el caso de los caminos de altas especificaciones las consideraciones anteriores tienen mayor relevancia, y es necesario elegir materiales de construcción de muy buena calidad; emplear un diseño correcto en las mezclas asfálticas, considerando la posibilidad de realizar pruebas de comportamiento de las mismas, para tener una mayor confiabilidad en el proyecto; y por último aplicar un control de calidad riguroso durante la construcción.

2.1.2 Tránsito de proyecto

El método requiere dos tránsitos de proyecto:

- Tránsito equivalente para el diseño por fatiga de las capas ligadas (**daño superficial**), y
- Tránsito equivalente para el diseño por deformación permanente acumulada (**daño profundo**).

En la experimentación se toman en cuenta las cargas reales. Sin embargo en el proceso de análisis se acostumbra utilizar el "**Tránsito Equivalente**", usualmente referido a ejes

sencillos con llantas gemelas y peso estándar de 8.2 t, el cual produce el mismo daño que el "Tránsito Mezclado" que se presenta en la realidad.

En carreteras de dos carriles, el tránsito del carril del proyecto se considera como la mitad del total que soportará la carretera. En carreteras con más de dos carriles, debe estimarse la proporción de vehículos que soportará el carril de proyecto. Esta decisión es muy importante porque influye de manera directa en el costo de la carretera, y en su comportamiento en condiciones reales de servicio. Si no se cuenta con información confiable, pueden estimarse las siguientes distribuciones del tránsito total para dicho carril de proyecto:

DISTRIBUCIÓN DEL TRÁNSITO EN EL CARRIL DE PROYECTO

Numero de carriles en ambas direcciones	Coefficiente de distribución en el carril de proyecto, en por ciento
2	50
4	40 - 50
6	30 - 40

Para anotar los insumos correspondientes al tránsito equivalente, en el carril de proyecto, que deberá soportar la carretera durante su vida útil se dispone de dos alternativas:

1. Si se conocen los tránsitos equivalentes de 8.2 toneladas métricas (18,000 libras) en el carril de proyecto, basta simplemente introducirlos, anotando su valor en millones de ejes estándar, apretando después la tecla de entrada.
2. Si se desconocen dichos tránsitos equivalentes, se pueden estimar, empleando la subrutina incluida en el programa, a partir de los siguientes datos:
 - Tránsito diario promedio en el carril de proyecto, en número de vehículos:
 - Composición del tránsito, por tipo de vehículo, en por ciento.

- Carga por eje (sencillo, doble o triple) de cada tipo de vehículo, en toneladas métricas.
- Proporción de vehículos cargados y vacíos, en forma global o por cada tipo de unidad.
- Tasa de crecimiento anual del tránsito, en por ciento.
- Período de proyecto, en años.

Después de haber calculado el tránsito de proyecto, el programa lo clasifica en cuatro niveles, con objeto de establecer espesores mínimos de capa, de acuerdo con lo siguiente:

Niveles del tránsito equivalente en el carril de proyecto

Nivel del tránsito equivalente	Ejes equivalentes de 8.2 toneladas métricas
I	$T \leq 10^6$
II	$10^6 < T \leq 10^7$
III	$10^7 < T \leq 5 \times 10^7$
IV	$5 \times 10^7 < T$

2.1.3 Capas consideradas

Para iniciar el diseño se requiere saber como lo concibe el proyectista y se piden las capas que se están considerando incluir.

Desde el punto de vista estructural es conveniente emplear un número de capas no mayor de cinco, de tal manera que tanto el análisis como la construcción correspondan a un proyecto bien definido, fácil de construir y de conservar durante su vida de servicio.

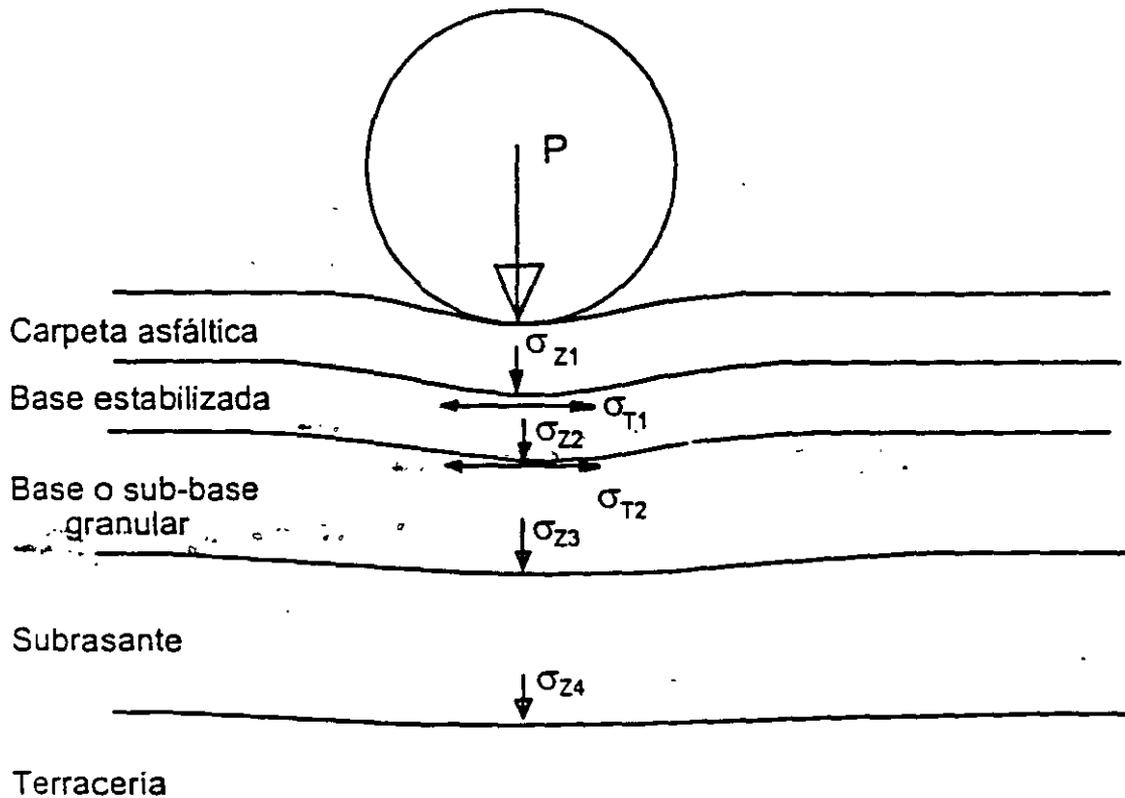
De acuerdo con lo anterior, el programa DISPAV-5 está proyectado para analizar secciones estructurales con un máximo de cinco capas, las cuales pueden ser:

1. Carpeta asfáltica,
2. Base granular, o estabilizada con asfalto,
3. Sub-base granular,

4. Subrasante, y
5. Terracería.

El número mínimo de capas consideradas es dos, y una de ellas debe ser la terracería. También se establece como restricción que la primera capa sea carpeta o base.

La posibilidad de incluir una base estabilizada con asfalto se considera más adelante, después de hacer el análisis de esfuerzos y deformaciones unitarias de tensión en la carpeta.



Ejemplo de una sección estructural típica

La capa de terracería se analiza como un medio semi - infinito, aspecto que hay que tomar en cuenta cuando se realiza el análisis de deflexiones de la sección estructural.

El método de diseño proporciona una estimación adecuada de las deformaciones unitarias por fatiga en las capas estabilizadas con asfalto, empleando el modelo elástico de cinco capas (CHEV4), con las adaptaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM..

2.1.4 Valores relativos de soporte críticos, VRSz

A continuación se piden los Valores Relativos de Soporte críticos de cada una de las capas no estabilizadas. El VRSz es una de las variables de proyecto más importantes y el proyectista debe poner mucho cuidado en su estimación de manera que sea representativo de las condiciones esperadas en el camino durante la vida de servicio de la obra vial. Se pueden consultar los informes 325 y 444 de la *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, para recomendaciones sobre su elección.

En este punto el programa revisa los Valores Relativos de Soporte críticos introducidos (VRSz), en relación con los valores máximos y mínimos permisibles para cada capa.

El VRSz crítico es comparado con el máximo permisible (VRSmax) el cual está basado en consideraciones prácticas de proyecto. Si dicho VRSz es mayor, entonces se toma el VRSmax como valor de proyecto (VRSp) para efectos de diseño por deformación permanente acumulada; conservando el VRSz estimado por el proyectista para su utilización posterior.

VRSmax para todos los niveles de tránsito, (VRSp)

Capa	VRSmax
Base	120
Sub-base	30
Subrasante	20
Terracería	20

Los valores máximos de VRSz se establecen para obtener espesores razonables desde el punto de vista constructivo, y por confiabilidad del diseño.

Los VRSz mínimos se especifican para limitar la calidad mínima de la base y de la terracería.

VRSz mínimos, para todos los niveles de tránsito

Material	VRSp mínimo permisible por proyecto, en por ciento
Base	70
Terracería	3

Si se introducen valores menores a éstos el programa se detiene.

En el caso de la terracería, un Valor Relativo de Soporte (VRSz) muy bajo implica un terreno de cimentación que requiere estudios geotécnicos especiales para diseñar la sección estructural de la carretera. En este caso es posible que existan problemas serios de drenaje, o un nivel freático alto, que causen consolidación de la sección estructural de la carretera y problemas en el comportamiento del pavimento.

Una calidad indeseable de la terracería ocasiona problemas no considerados en el método de diseño (como consolidación, expansión y otros) y no resulta adecuado diseñar si no se corrigen previamente estos problemas.

2.1.5 Módulos elásticos de las capas no estabilizadas

Para el diseño por fatiga se requieren encontrar las deformaciones unitarias críticas de tensión en la parte inferior de la carpeta. Para esto se necesita conocer el módulo de rigidez (módulo elástico) de las capas no estabilizadas.

El programa solicita al usuario ese módulo de rigidez. En caso de que no se tenga una estimación fundamentada de ese valor se presenta al usuario la opción de estimarlo a partir del VRSz crítico esperado en el lugar (sin afectarlo por restricciones de valores mínimos o máximos), de acuerdo con el modelo desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, igual a: $E = 130 \text{ VRSz}^{0.7}$.

Las relaciones empíricas entre el módulo de rigidez y el VRSz deben tomarse con precaución pues se obtienen para condiciones muy generales y pueden requerir modificaciones en proyectos específicos. El programa permite que el usuario cambie los valores sugeridos, para tomar en cuenta su experiencia con los materiales específicos del proyecto.

2.1.6 Módulo de rigidez de la carpeta

Los requisitos establecidos en el modelo hacen necesario contar con carpeta asfáltica para tránsito de proyecto medios y altos; para tránsito bajo su inclusión es opcional.

Para fines de cálculo estructural, cuando se utiliza carpeta asfáltica se requiere introducir el módulo de rigidez, o módulo dinámico, en kg/cm^2 . La estimación del módulo de rigidez de proyecto es un procedimiento que debe hacerse con mucho cuidado, ya que debe representar el comportamiento de dicha capa en condiciones de servicio, durante la vida útil de la carretera.

En la reología de las mezclas asfálticas, la temperatura y el tiempo de aplicación de carga tienen una influencia significativa en el valor del módulo en un momento determinado, por lo cual se recomienda hacer estudios regionales para fijar los valores de proyecto.

Lo anterior puede hacerse analíticamente aplicando la ley de Miner al análisis detallado de la información experimental, por épocas climáticas.

En el diseño por deformación el módulo de la carpeta se requiere solo para estimar el coeficiente de equivalencia de esa capa, en relación con la base granular. Esta estimación se obtiene aplicando el criterio de Odemark, como la raíz cúbica de la relación de módulos elásticos de ambas capas; para llegar a coeficientes congruentes se tomó como referencia una base con $VRSz = 100$ por ciento.

Si no se conoce el módulo de rigidez de la carpeta el programa se detiene para darle oportunidad al proyectista de obtenerlo experimentalmente, o de estimarlo a partir de la composición volumétrica, características del asfalto, frecuencia de aplicación de carga y temperatura, por medio del programa MODULO-5.

El programa MODULO-5 está basado en la experiencia de diferentes instituciones y se incluye como apoyo para estimar los módulos de rigidez, pero no forma parte del programa de diseño DISPAV-5.

Al obtener el módulo de la capa asfáltica es necesario considerar con cuidado la temperatura de proyecto y la frecuencia de aplicación de la carga.

La frecuencia de aplicación de la carga depende de la velocidad de operación de los vehículos (de los vehículos pesados en particular) y de la profundidad de la capa. El programa suministra sugerencias para frecuencias de aplicación aplicables a diferentes profundidades medias de capa y para la velocidad de operación normal de una carretera (del orden de 90 k.p.h.; en caso de velocidades menores, por ejemplo en carriles de ascenso para vehículos pesados, se debe hacer la corrección adecuada).

2.1.7 Relaciones de Poisson

También se necesita la relación de Poisson de todas las capas. Este parámetro es difícil de determinar experimentalmente ya que se requieren maquinas de prueba con una instrumentación que permita medir con precisión las deformaciones resilientes vertical y horizontal. El programa suministra valores promedio para cada capa y permite al usuario

modificar esos valores en caso de contar con información confiable de ese parámetro para los materiales específicos que emplea.

2.1.8 Nivel de confianza del proyecto

El nivel de confianza se refiere a la probabilidad de que la duración real del pavimento sea al menos igual a la de proyecto. Se sugiere el empleo de un nivel de 85 por ciento, pero el método permite al usuario el empleo de cualquier nivel entre 50 y 99 por ciento.

Con este dato termina la entrada de datos del proyecto por deformación permanente y se pasa al cálculo de espesores.

2.2 *Diseño por deformación permanente en la rodada*

Al tener el tránsito equivalente, los $VRSz$ de las capas no estabilizadas, el módulo elástico de la carpeta, y el nivel de confianza del proyecto, se determinan los espesores requeridos para cada capa de la sección estructural, empleando los modelos matemáticos desarrollado para ese fin.

Se recomienda consultar los informes 325 y 444 de las Series del Instituto de Ingeniería, UNAM así como la extensa información experimental disponible, en relación con los modelos matemáticos sobre diseño por deformación permanente.

En caso de que al determinar los espesores se encuentre alguna capa que requiera espesores muy pequeños (menores que 10 cm) se pone a consideración del proyectista la conveniencia de reconsiderar el proyecto desechando el uso de esa capa. Si el proyectista está de acuerdo con ello se calculan de nuevo los espesores sin esa capa. Si no se acepta la sugerencia, el diseño continúa con las capas propuestas inicialmente, ajustando el espesor calculado al espesor mínimo correspondiente a esa capa y al tránsito de proyecto.

2.2.1 Espesores mínimos de cada capa

El espesor obtenido para cada capa se compara con el espesor mínimo especificado para el nivel de tránsito de proyecto establecido. Si el espesor calculado es menor al mínimo especificado, se toma dicho espesor mínimo como espesor de proyecto, y se disminuyen los espesores de las capas inferiores, de acuerdo con los coeficientes estructurales de esas capas.

Los espesores mínimos especificados para las capas de base y sub-base se fijan por consideraciones constructivas, fundamentados en el comportamiento de carreteras en condiciones reales de servicio.

Espesores mínimos de las capas de pavimento, en cm				
Capa	Tránsito			
	I	II	III	IV
Carpeta *	0	5	5	5
Base *	15	15	15	15
Sub-base *	15	15	15	15
Subrasante **	20	30	30	30
Subrasante ***	30	40	40	40
Notas. Aplicable a caminos normales y carreteras de altas especificaciones (*) Aplicable a caminos normales (**) Aplicable a carreteras de altas especificaciones (***)				

Se estima que los caminos con tránsito equivalente menor de un millón de ejes estándar pueden construirse con un tratamiento superficial, sobre una base de buena calidad. Para tránsitos mayores es conveniente la colocación de una carpeta de concreto asfáltico, o base asfáltica con un tratamiento superficial.

Al terminar esta etapa se presenta al proyectista el diseño por deformación, tanto el calculado sin restricción de espesores, como el recomendado por espesores mínimos.

Si el proyecto incluye una carpeta asfáltica se pregunta al proyectista si desea continuar el análisis por fatiga. **Se recomienda que el proyectista continúe ese camino, ya que es indispensable para realizar el análisis estructural completo.**

Si el proyectista decide no continuar el análisis por fatiga por no tener carpeta asfáltica, sino simplemente un riego de sello, el programa finaliza con el diseño por deformación permanente acumulada, dando oportunidad al usuario de imprimir el resultado.

2.3 Revisión del diseño por efectos de fatiga

2.3.1 Revisión de los módulos elásticos

El programa revisa que la relación de módulos entre dos capas adyacentes no estabilizadas no sobrepase cierto límite, para evitar la generación teórica de esfuerzos de tensión excesivos en la parte inferior de la capa superior. Esta relación límite se toma de estudios de la compañía Shell: $K = 0.2 h^{0.45}$, donde K es la relación de módulos admisible, h es el espesor de la capa superior en mm.

En caso de que se exceda la relación de módulos el programa propone el ajuste recomendable en el valor de los módulos de rigidez, si el proyectista acepta la sugerencia se hace el ajuste, en caso contrario se continúa con los valores iniciales.

2.3.2 Cálculo de la deformación unitaria de tensión en la carpeta

Con los datos anteriores se pasa al cálculo de la deformación unitaria de tensión en la carpeta, para ello se hace uso del programa de computadora CHEV4, desarrollado por la compañía CHEVRON y adaptado primero en Sudáfrica y después en el Instituto de Ingeniería, UNAM (CHEV5).

El programa permite el empleo de cinco capas.

2.3.3 Vida previsible por deformación permanente y por fatiga

El valor calculado de la deformación unitaria de tensión en la carpeta, permite la obtención de la vida previsible por fatiga, empleando el modelo matemático de vida por fatiga, desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM; de acuerdo con el nivel de confianza elegido para el proyecto.

2.4 Ajustes al diseño anterior

La vida previsible obtenida antes se compara con el tránsito de proyecto y el resultado puede ser alguno de los siguientes:

- La vida previsible por fatiga o por deformación es menor que el tránsito de proyecto correspondiente. En este caso se requieren ajustes para obtener un diseño adecuado.
- Las vidas previsibles son iguales a la de proyecto (dentro de una tolerancia de +/- 10% del tránsito de proyecto), o alguna de ellas está en esa tolerancia y la otra es mayor. Tomando en cuenta la posibilidad real de que uno de los dos criterios sea el que defina el espesor, y el otro criterio quede sobrado; aquí se considera que el pavimento puede ser el adecuado, aunque conviene buscar ajustes al diseño para tratar de obtener un diseño más económico.

- Ambas vidas previsible son mayores que el tránsito de proyecto, tomando en cuenta la tolerancia de 10%. En este caso se considera que el diseño requiere ajustes para tener un diseño más económico.

El procedimiento seguido en cada uno de los casos anteriores se describe a continuación.

2.4.1 La vida previsible es menor que el tránsito de proyecto

En este caso el programa presenta cuatro opciones al proyectista:

1. Cambiar las propiedades de las capa(s) asfáltica(s). En esta opción no se permite cambiar el número de capas, solo cambiar el módulo de rigidez de las capas asfálticas. En general se recomienda que si se van a cambiar los materiales se piense el proyecto de nuevo, reiniciando desde el principio.
2. Aumentar el espesor de alguna(s) capa(s). En esta segunda opción se permite modificar el espesor de algunas capas del pavimento. Por ejemplo aumentar el espesor de carpeta y disminuir el espesor de alguna capa inferior, cuidando siempre los espesores mínimos.
3. Considerar la colocación de una base asfáltica. La tercera opción incorpora una capa de base asfáltica al proyecto. En este caso se requiere meter las características mecánicas de la nueva capa:
 - Espesor propuesto para esta capa.
 - Módulo de rigidez. El proyectista debe tenerlo, en caso contrario debe terminar la corrida del programa para estimar su valor, ya sea en pruebas de laboratorio, o estimarlo con el programa MODULO.

- Relación de Poisson.

Si una vez introducida la base asfáltica el número de capas del pavimento es mayor que cinco, se requiere eliminar una de las capas no asfálticas, para no rebasar el número máximo de capas aceptado por el programa. Si el número de capas, incluida la base asfáltica, no rebasa cinco no se requiere ningún ajuste.

Después de haber ajustado el número de capas, en caso de ser necesario, el proyectista tiene opción de modificar los espesores de las capas restantes, para tomar en cuenta los cambios realizados.

4. Terminar la corrida del programa. En este caso el programa le da la opción de imprimir el último diseño encontrado, antes de terminar.

Después de cambiar las propiedades de los materiales (si eligió la alternativa 1) o de incrementar algunos espesores de capa (si eligió la alternativa 2) o definir la capa de base asfáltica (si tomó la tercer alternativa), el programa vuelve a calcular la vida previsible por fatiga y por deformación para el nuevo sistema de capas y compara de nuevo con los tránsitos de proyecto.

2.4.2 La vida previsible está en un intervalo de +/- 10% del tránsito de proyecto

En este caso se tiene ya un diseño que satisface los requerimientos para evitar la deformación excesiva o la falla por fatiga de manera prematura, o ambos criterios. Sin embargo, en caso de que alguno de los criterios de diseño se encuentre sobrado, es recomendable analizar diferentes alternativas de ajuste para buscar alguna solución más económica que siga siendo satisfactoria.

Si el proyectista decide continuar estudiando el diseño, el programa le da opción a imprimir el diseño actual antes de modificarlo, a continuación le presenta las mismas opciones

consideradas en el punto anterior para modificar el diseño actual y hacer su verificación posterior.

En caso de que el proyectista decida no continuar el diseño, el programa permite la impresión de resultados antes de terminar.

2.4.3 La vida previsible es mayor que el tránsito de proyecto

Si la vida previsible, tanto en deformación como fatiga es mayor que el tránsito de proyecto, considerando la tolerancia de 10%, se permite al proyectista hacer ajuste en materiales o espesores, para llegar a un diseño más aceptable, o terminar la corrida del programa.

Si elige hacer cambios en su proyecto el programa permite las mismas opciones que en los casos anteriores. Después de haber hecho los ajustes deseados, se reinicia el cálculo de la vida previsible por fatiga y deformación con los nuevos datos.

Al terminar estas iteraciones se termina el procedimiento de diseño.

3. PROCEDIMIENTO PARA REVISIÓN

El procedimiento de revisión permite el cálculo de la vida previsible por deformación y por fatiga de pavimentos previamente definidos, ya sean pavimentos actualmente construidos o en proyecto.

El procedimiento consiste en:

1. Entrada de datos: espesores, características mecánicas de cada capa como módulos de rigidez, $VRSz$, relaciones de Poisson, y nivel de confianza.
2. Cálculo de la vida por deformación permanente en la zona transitada.
3. Cálculo de la vida por agrietamiento debido a fatiga.
4. Posibilidad de cálculo de nuevas vidas por deformación y agrietamiento, haciendo modificaciones en los espesores o propiedades mecánicas de las capas introducidas originalmente.

3.1 Entrada de datos

Los datos requeridos para la revisión son similares a los pedidos para el diseño.

3.1.1 Tipo de carretera

Igual que en el diseño aquí también se cuenta con dos opciones: carreteras de altas especificaciones y carreteras normales, cada una de ellas con sus respectivos modelos matemáticos de comportamiento. Las características de cada opción ya fueron descritas en el proceso de diseño. El usuario debe alimentar al programa con el tipo de camino a que se refiere.

3.1.2 Capas consideradas

El proyectista debe introducir las capas que se encuentran en el pavimento a revisión. Sus opciones de capa son:

Carpeta

Base asfáltica

Base granular

Sub-base

Subrasante

Terracería

El número máximo de capas a considerar está limitado a cinco, por restricciones del programa.

En caso de tener tratamiento superficial se sugiere considerar que no tiene contribución estructural.

Si el número de capas es mayor que cinco, se sugiere considerar la posibilidad de simplificar la estructura. Una forma de hacerlo consiste en agrupar dos capas adyacentes, con rigidez similar, empleando el criterio de Odemark para encontrar un espesor equivalente.

Dentro de las capas consideradas se debe incluir la terracería. También, como capa superior se debe incluir la carpeta, base asfáltica o base granular.

3.1.3 Espesores de capa

Se necesita conocer el espesor de cada capa en cm. La terracería se considera semi-infinita.

Una vez seleccionadas las capas del pavimento se requieren sus propiedades mecánicas, de acuerdo con los siguientes puntos.

3.1.4 Valores relativos de soporte críticos (VRSz)

Este parámetro es de gran importancia y debe estimarse con mucho cuidado, de manera que sea representativo de las condiciones del lugar.

El programa considera valores máximos y mínimos del VRSz según las capas. En caso de que el VRSz crítico sea menor al valor mínimo correspondiente el programa se detiene. En el capítulo de diseño se especifican esos valores máximos y mínimos.

Si el VRSz crítico de alguna capa es mayor que el VRSmax (máximo de proyecto) el programa considera este último valor en el diseño por deformación (VRS_p), para obtener proyectos más confiables; pero guarda el valor del VRSz para emplearlo en la estimación del módulo de rigidez de esa capa.

3.1.5 Módulos elásticos de las capas

En caso de que el proyectista no conozca el módulo de rigidez de las capas asfálticas el programa se detiene para darle oportunidad al proyectista de hacer su estimación, ya sea por medio de ensayos dinámicos de laboratorio, o por medio de las relaciones empíricas

con las relaciones volumétricas y las características del asfalto tal como se hace en el programa suplementario MODULO-5; en este último caso se recomienda precaución al elegir el valor de proyecto.

En caso de que el proyectista no conozca los módulos de rigidez de las capas no asfálticas puede detener el programa para estimarlo, con pruebas dinámicas de laboratorio, o puede aceptar los valores que el programa le sugerirá basado en relaciones empíricas con el VRSz. Las relaciones empíricas con el VRSz deben tomarse con precaución pues son obtenidas para condiciones muy generales y pueden requerir modificaciones en proyectos específicos. El programa permite que el usuario cambie los valores sugeridos, para tomar en cuenta su experiencia con los materiales específicos del proyecto.

En el caso de las capas sin ligante asfáltico el programa revisa que la relación del módulo de rigidez de una capa con el módulo de rigidez de la capa subyacente no sea excesiva, en caso de serlo se sugiere disminuir el módulo de la capa superior.

La relación de módulos admisible se obtiene de la ecuación: $K = 0.2 h^{0.45}$, ecuación proveniente de la compañía Shell, donde h es el espesor de la capa superior en mm.

3.1.6 Relaciones de Poisson

Este parámetro es de difícil determinación ya que se requiere contar con equipo de prueba dinámico y medidores de deformación muy sensibles para registrar simultáneamente deformaciones verticales y horizontales resilientes. Por esta razón se sugieren al usuario, dentro del programa, valores promedio en cada capa, aunque se permite modificarlos en caso de que se tenga información confiable para los materiales específicos del proyecto.

3.1.7 Nivel de confianza del proyecto

Se sugiere 85 por ciento como un nivel de confianza razonable del proyecto. Sin embargo el usuario puede introducir el nivel de confianza que considere adecuado a su proyecto, entre 50 y 99 por ciento.

3.2 Vida previsible por deformación permanente y por fatiga

Con los datos anteriores el programa calcula la vida previsible del pavimento por deformación permanente acumulada por el tránsito y por fatiga; en este último caso se deben calcular las deformaciones unitarias de tensión en la parte inferior de las capas asfálticas. El avance del cálculo se muestra en la barra horizontal de la pantalla.

La vida previsible (en millones de ejes equivalentes de 8.2 t) se muestra para cada una de las capas de la sección estructural, de manera que el proyectista pueda determinar cual es la capa crítica que define la duración del pavimento.

También se indica la vida mínima por fatiga o deformación de la sección estructural.

3.3 Cálculo de la vida previsible para otros pavimentos

El programa permite iniciar nuevos cálculos, ya sea con modificaciones sobre el pavimento que acaba de calcular o sobre una nueva sección estructural.

3.4 Impresión de resultados

Al final de la revisión de cada sistema de pavimentos analizado, el programa permite la impresión en papel de los resultados obtenidos.

4. ECUACIONES DE DISEÑO Y VALORES TÍPICOS DEL VRS_z

En el informe 325 de la *Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM* "Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible", publicado en enero de 1974 se presenta la primera versión del método de diseño. El desarrollo de los modelos debe analizarse en dicha publicación. En lo que sigue únicamente se mencionan algunos puntos aislados, que pueden ser de interés explicativo para el empleo del método ampliado.

El Método está basado en criterios mecanicistas.

4.1 Deformación permanente acumulada

Para el caso de deformación permanente acumulada se aplicaron los resultados de las investigaciones realizadas, empleando los siguientes criterios e información experimental:

- El criterio de Terzaghi de capacidad de carga.
- El criterio de Boussinesq para pasar del VRS_z (representativo de las características de los materiales a la profundidad "z", durante la vida de servicio de la carretera) para estimar el " $VRS_{z=0}$ equivalente" si dicha capa de material estuviera en la superficie de la carretera. Lo anterior permite eliminar los valores empíricos de "índice de espesor", y desarrollar modelos teóricos de diseño, que se han verificado ampliamente en la práctica desde 1974 a la fecha.

- Los modelos experimentales de comportamiento a largo plazo de carreteras, por repetición de las solicitaciones del tránsito, obtenidos en 80 tramos de prueba - Izúcar de Matamoros, Pue. , y Salinas de Hidalgo, SLP. - construidos por el Instituto de Ingeniería, UNAM.
- También fueron de utilidad fundamental los resultados obtenidos en pruebas aceleradas a escala natural, en condiciones controladas de temperatura y humedad, de diferentes secciones estructurales de pavimento ensayadas en la Pista Circular del Instituto de Ingeniería, UNAM. La pista fue parte del proyecto de investigación, y fue diseñada y construida por Corro, S., et al, especialmente para este tipo de estudios.

Debe mencionarse que los modelos de deterioro, por deformación permanente, para carreteras de altas especificaciones, se obtuvieron a través de una extensa experimentación en el campo y en la pista circular del Instituto de Ingeniería, UNAM. Las tendencias observadas son congruentes con la experimentación en caminos "normales", de acuerdo con los estudios realizados en carreteras típicas de la red nacional.

La capacidad de carga (inicial) se midió experimentalmente en términos de esfuerzos, en kg/cm^2 , para una penetración de 2.54 mm. El pistón de prueba fue el estándar empleado en la pruebas CBR (California Bearing Ratio).

El informe 325 fue ampliamente revisado, y sistemáticamente se ha hecho énfasis en el sentido de que las "Pruebas Modificadas de Valor Soporte, Variantes 2 y 3", empleadas tradicionalmente, no son aplicables para el criterio de diseño. Por tanto, al aplicar el "Método de diseño estructural para pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones", debe tenerse muy claro el concepto entre la diferencia del "VRS_r." empleado en el método del Instituto de Ingeniería, UNAM, y el VRS o CBR tradicionales. De manera informativa se incluye una tabla con valores CBR típicos obtenidos en África por el "Transport and Road Research Laboratory" de Inglaterra (actualmente Transport Research Laboratory). Dicha información es producto de muchos años de investigación y se

5. MANUAL DEL USUARIO DEL PROGRAMA TRANSIT5

Dentro del programa DISPAV-5, en el proceso de diseño de pavimentos nuevos se proporciona al usuario la subrutina TRANSIT5, para el cálculo del tránsito de proyecto del camino en el que está interesado.

Para el diseño del pavimento se requieren dos tipos de tránsito de proyecto, uno de ellos para prevenir la deformación permanente excesiva en las capas no estabilizadas del pavimento, y el otro para prevenir la falla prematura por agrietamiento debido a la fatiga de las capas asfálticas.

A continuación se detalla el procedimiento requerido para esta subrutina.

5.1 OBJETIVO

Determinar el tránsito de proyecto de un camino, expresado en ejes sencillos estándar de 8.2 toneladas de peso, a partir del tránsito mezclado diario promedio anual en el carril de proyecto (TDPA por carril), la composición del tránsito, las cargas por eje, el periodo de proyecto y la tasa de crecimiento anual.

5.2 EJECUCIÓN DEL PROGRAMA

La ejecución se hace automáticamente dentro del programa DISPAV-5, al contestar que no se dispone el tránsito de proyecto y se desea calcularlo a partir de los datos del tránsito mezclado, o de manera independiente, metiendo la instrucción TRANSIT5.

5.3 SECUENCIA OPERATIVA DEL PROGRAMA

5.3.1 Criterio de cálculo

El programa calcula el tránsito equivalente empleando los coeficientes de daño desarrollados por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Se consideran las cargas de los vehículos de acuerdo con el criterio del proyectista, para tomar en cuenta las características reales de los vehículos.

En el programa se presenta el coeficiente de equivalencia, por eje, de cada uno de los vehículos considerados, así como el coeficiente de equivalencia global del vehículo. Los coeficientes de daño de cada vehículo se emplean en el cálculo del tránsito equivalente de proyecto.

5.3.2 Entrada de datos

Tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto. Se debe considerar el tránsito mezclado en el carril de proyecto, En el caso de caminos de dos carriles lo usual es tomar la mitad del TDPA como tránsito por carril, a menos que haya evidencia de diferenciación del tránsito por dirección, en cuyo caso debe considerarse esa información. En el caso de caminos de cuatro o más carriles se debe considerar la distribución del tránsito por carril, sobre todo en el caso de los vehículos pesados que tienden a circular por el carril derecho.

Tasa de crecimiento anual del tránsito promedio, en el periodo de proyecto, expresada en por ciento.

Periodo de proyecto, en años.

Composición del tránsito. El programa presenta una lista con todos los vehículos clasificados en México (no se consideran los vehículos especiales), de manera que el usuario introduzca la proporción en que participa cada uno de ellos en el tránsito promedio. La suma de todos los porcentajes debe ser 100; en caso de no ser así el programa pide que se vuelvan a meter todos los datos de distribución, en por ciento por tipo de vehículo.

Carga por eje de cada tipo de vehículo incluido en la composición del tránsito, en toneladas. El programa presenta la carga máxima permisible por eje, tomando en cuenta las cargas máximas legales publicadas en el Diario Oficial del 7 de enero de 1997, el proyectista puede dejar esas cargas o puede modificarlas de acuerdo con sus conocimientos del tránsito en el camino de interés.

Presión de inflado de las llantas en cada tipo de vehículo incluido en la composición del tránsito, en kg/cm^2 .

Proporción de vehículos cargados y vacíos. Este es un dato difícil de obtener, se sugiere emplear una proporción, constante para todos los tipos de vehículo, entre 60 y 80% de vehículos cargados y el complemento a 100% de vehículos vacíos; si el proyectista tiene conocimiento de que la proporción es diferente tiene opción de emplear su estimación.

5.4 Criterio de cálculo

Con los datos anteriores se calculan los coeficientes de equivalencia de cada tipo de vehículo para 5, 15, 30, 60, 90, y 120 cm de profundidad, empleando el criterio desarrollado por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Para obtener el coeficiente de equivalencia unitario del tránsito mezclado se multiplica el coeficiente de equivalencia de cada tipo de vehículo (suma ponderada de los coeficientes del vehículo cargado y vacío) por la proporción en que ese vehículo participa en el tránsito mezclado y se hace la suma de los ejes equivalentes correspondientes. Lo anterior representa el daño relativo promedio, producido en el carril de proyecto, por el paso de un solo vehículo del tránsito mezclado.

El coeficiente de equivalencia unitario se multiplica por el TDPA en el carril de proyecto y se obtiene el tránsito diario promedio inicial en ejes estándar de 8.2 t, en el carril de proyecto.

Se acumula el tránsito diario en ejes estándar en todo el periodo de proyecto, tomando en cuenta la tasa de crecimiento anual del tránsito y el resultado es el tránsito de proyecto a diferentes profundidades (5, 15, 30, 60, 90, y 120 cm).

Se recomienda que para el diseño o revisión de un pavimento por fatiga se tome el tránsito equivalente a 15 cm de profundidad, y para efectos de diseño o revisión por deformación permanente de las capas no asfálticas se tome una profundidad de 90 cm; sin embargo el proyectista puede optar por diferentes profundidades de acuerdo con su caso específico.

8. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Se presentan tres ejemplos de aplicación del método de diseño, el primero es el diseño del pavimento de un camino con tránsito pesado, el segundo es el diseño de un camino con tránsito bajo, y el tercero es la revisión de la vida de un pavimento ya existente.

8.1 Ejemplo 1

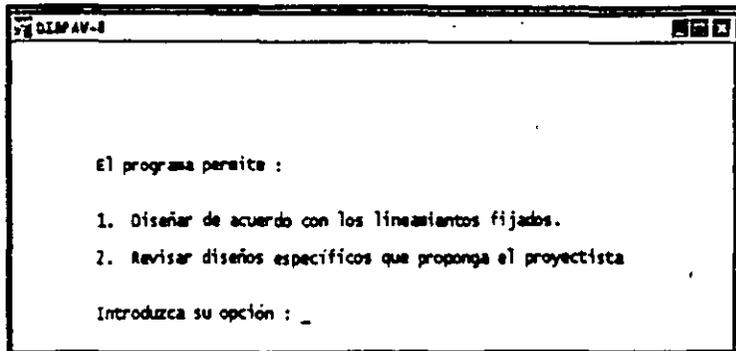
Se quiere obtener el diseño del pavimento para un camino importante, con un volumen de tránsito alto. Se tienen las características de resistencia de los materiales considerados en el proyecto: VRSz de suelos y módulo de rigidez de la capa asfáltica. También se cuenta con los datos del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto así como la composición de dicho tránsito; la tasa de crecimiento anual del tránsito se estima en cuatro por ciento y el periodo de proyecto es de diez años.

A continuación se seguirá paso a paso el procedimiento de diseño del pavimento mostrando el texto de la pantalla de la computadora para mejor comprensión del mismo.

Tipo de procedimiento

El programa permite revisar la vida previsible de un diseño conocido, o determinar los espesores de capa requeridos, para un tránsito de proyecto dado y con los materiales con que se cuenta.

En este caso se va a obtener el diseño de espesores, a partir de las características del tránsito y de los materiales disponibles, por lo que se elige la opción 1.



Tipo de diseño

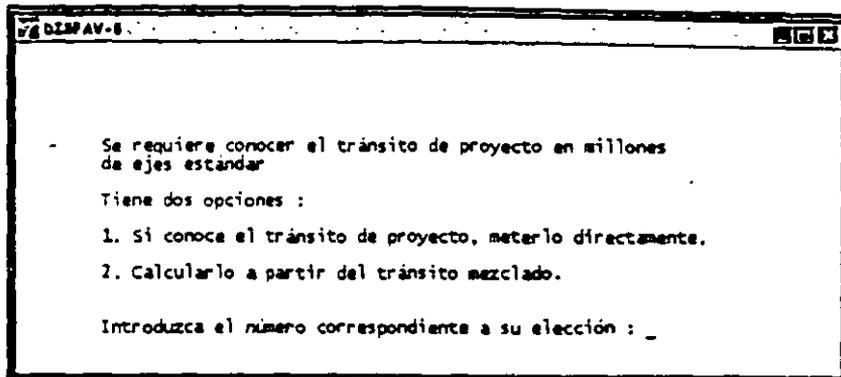
Ahora se debe elegir el tipo de camino según la importancia e intensidad del tránsito que vaya a tener durante la vida del proyecto.

Como el camino es importante, con un tránsito de vehículos muy grande, se considera que lo adecuado es aplicar el diseño de altas especificaciones, de manera que se mantenga un buen nivel de servicio en todo el periodo de proyecto.

Tránsito de proyecto

El programa permite introducir directamente el tránsito de proyecto, en ejes estándar de 8.2 toneladas métricas, en caso de ser conocido. También se puede calcular el tránsito de proyecto a partir de los datos del tránsito promedio diario anual, en el carril de proyecto, y de su composición por tipo de vehículo.

En este ejemplo se calcula el tránsito de proyecto a partir de la composición del tránsito mezclado, por lo que se elige la segunda opción.



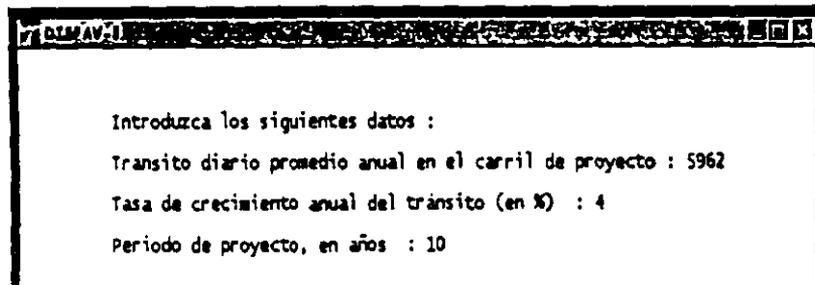
Datos del tránsito

Se requiere del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto considerando el coeficiente direccional y la distribución por carriles.

La tasa de crecimiento anual debe estimarse mediante un análisis estadístico. En este caso se emplearon los resultados obtenidos en muestras tomadas en la red nacional por el Instituto Mexicano del Transporte.

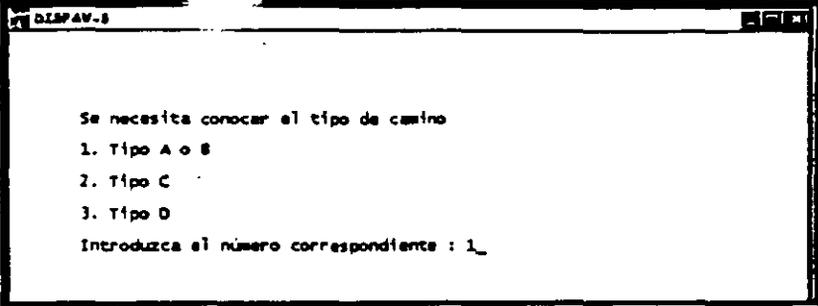
También se requiere el periodo de diseño del pavimento, en años.

A continuación se muestra la carátula de la pantalla y los datos introducidos para este ejemplo:



Tipo de camino

Para efecto de las cargas máximas legales en los vehículos comerciales, en la siguiente carátula se consideran especificaciones de un camino de tipo A, según la clasificación SCT.



Se necesita conocer el tipo de camino

1. Tipo A o B
2. Tipo C
3. Tipo D

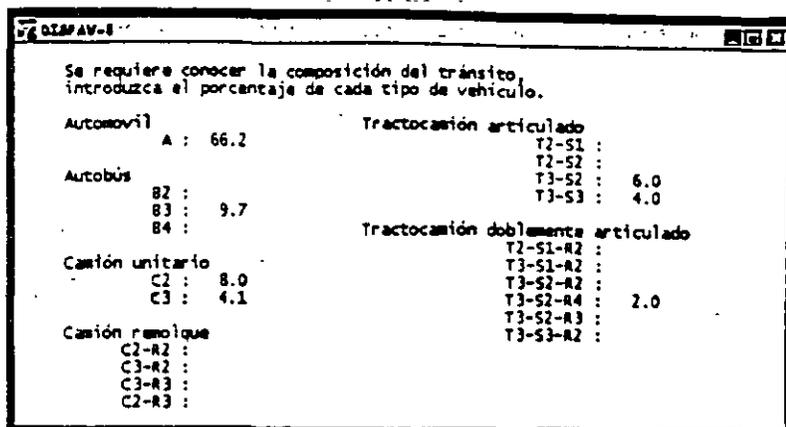
Introduzca el número correspondiente : 1_

Composición del tránsito

Tomando en cuenta la información obtenida de datos viales se considera la siguiente distribución del tránsito para el ejemplo.

Los vehículos que no aparecen en siguiente tabla no se tomarán en cuenta de aquí en adelante. La suma de los porcentajes debe ser 100; de lo contrario se deberán volver a introducir los datos correspondientes.

Distribución del Tránsito Mezclado	
Tipo de vehículo	Porcentaje
A	66.2
B3	9.7
C2	8.0
C3	4.1
T3-S2	6.0
T3-S3	4.0
T3-S2-R4	2.0



Carga de los vehículos comerciales

El programa permite considerar los diferentes porcentajes de vehículos cargados para cada uno de los tipos de vehículos que se consideran en la composición del tránsito, o emplear un porcentaje constante para todos los vehículos comerciales.

En este ejemplo se supone que el 70% de los vehículos comerciales circulan cargados y 30% circulan vacíos. Dicho porcentaje de camiones cargados se puede obtener por medio de muestras en la carretera de interés, o empleando los resultados obtenidos en muestras tomadas en la red nacional

El programa presenta la carga máxima legal, en cada eje, para el tipo de camino de proyecto (A, B, C, o D) por cada tipo de vehículo incluido, y se pide al proyectista que la modifique si tiene información al respecto, o que la ratifique en caso contrario. Es decir, el proyectista tiene la opción de introducir el peso estimado para cada uno de los ejes de los vehículos comerciales considerados

También se requiere la presión de las llantas de los vehículos, el programa incluye las presiones admisibles en la norma oficial. En caso de que el proyectista conozca las presiones reales debe hacerlo, tomando en cuenta que dicha presión debe medirse después de haber transitado el vehículo suficiente tiempo.

Es conveniente destacar que las presiones de contacto de las llantas tienen un efecto significativo en las capas cercanas a la superficie de rodamiento.

En el ejemplo se han tomado las cargas y presiones máximas reglamentarias, presentadas inicialmente por el programa DISPAV-5. En la siguiente carátula se muestra, como ejemplo, el camión T3-S2.

Camión T3-S2			
Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Doble
Carga*	6.5	19.5	18.0
Presión**	6.0	6.0	6.0

* Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
 ** Presión de inflado en condiciones de servicio, en kg/cm²

Se han indicado las cargas máximas legales por eje, en toneladas, según aparecen en el decreto publicado el 7 de enero de 1997 (en algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo). Puede modificarlas de acuerdo con su proyecto.

¿Quiere hacer modificaciones? (s/n) : n

A continuación el programa calcula y presenta los coeficientes de equivalencia (o de daño relativo) para cada vehículo, como se muestra en la siguiente figura para un tractor con semirremolque T3-S2.

COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHICULO CARGADO						
Camión T3-S2						
EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.50	3.30	3.34	4.34	4.61	4.72
3	2.46	2.78	2.42	2.87	2.98	3.03
TOTAL	6.08	6.70	6.13	7.50	7.87	8.02

Para continuar oprima cualquier tecla

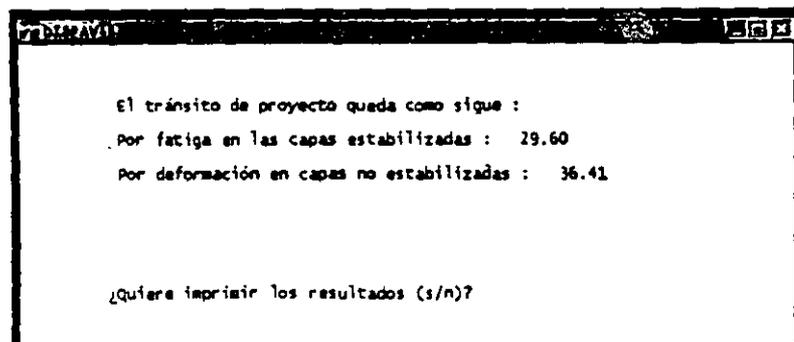
Por último el programa calcula el tránsito acumulado de proyecto (N) a diferentes profundidades, tomando en cuenta los coeficientes de equivalencia de cada vehículo, el tránsito diario promedio, la distribución del tránsito, la tasa de crecimiento anual y el periodo de proyecto.

Para el cálculo de la vida por agrietamiento de fatiga en las capas asfálticas, se recomienda tomar como tránsito acumulado de proyecto el determinado a una profundidad de 15 cm. Para calcular el espesor de la sección estructural del pavimento por deformación permanente (Δ_{20}) se recomienda utilizar el obtenido a una profundidad de 90 cm.

Sin embargo, el proyectista puede elegir el tránsito acumulado de proyecto, de acuerdo con las características del camino, y aplicando su criterio, para cualquiera de las profundidades calculadas, tanto por fatiga como por deformación permanente.

Debe recordarse que el tránsito de proyecto se presenta en millones de ejes estándar de 8.2 toneladas métricas por eje sencillo (18,000 libras) de acuerdo con la costumbre internacional.

Una vez elegida la profundidad de cálculo para los coeficientes de daño por vehículo, aparece la carátula siguiente:



Conviene que el proyectista imprima o apunte estos datos, para no tener que recalcular el tránsito de proyecto, en caso de que tenga que estudiar otras alternativas para el mismo estudio.

Propiedades de los materiales disponibles para el proyecto

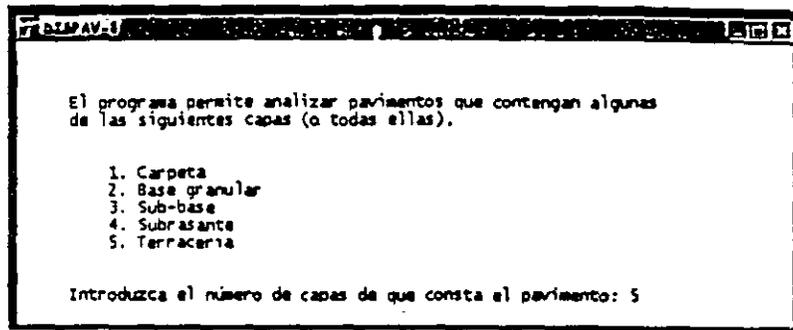
El proyectista debe partir de un anteproyecto de la sección estructural del pavimento, es decir cuales capas y que tipo de materiales planea incluir. El programa considera un máximo de cinco capas, incluyendo la terracería, lo cual es conveniente para un diseño estructural adecuado y confiable.

La inclusión de bases estabilizadas con asfalto se contempla después de encontrar el diseño empleando una carpeta asfáltica.

En este programa no se consideran capas estabilizadas con cemento, las cuales se incorporarán en una versión posterior que incluye pavimentos semirrígidos y la cual está en la etapa de revisión final.

Para la elección de las diferentes capas del pavimento conviene tomar en cuenta que la deformación unitaria de tensión, en la parte inferior de la carpeta asfáltica, depende de manera importante de la rigidez de la capa de apoyo. Conviene que la capa debajo de la carpeta asfáltica sea de buena calidad, y que no pierda rigidez en la época de lluvias, por lo que es recomendable emplear bases granulares adecuadas.

En el ejemplo se decide explorar la posibilidad de un diseño con carpeta asfáltica; base granular; sub-base; subrasante; y terracería. Es decir, un proyecto con las cinco capas que se admiten, por lo que se introduce el número 5.



El VRSz estimado se debe establecer considerando la compactación a que se van a colocar los materiales, así como las condiciones de humedad previsibles durante la vida de servicio del camino.

También deben hacerse consideraciones estadísticas de manera que el valor medio obtenido se ajuste por un factor de seguridad. Se sugiere emplear: $VRSz = \overline{VRS} (1 - CV)$.

En la expresión anterior C es un factor que depende del nivel de confianza deseado. Para fines prácticos, puede considerarse una distribución normal en la resistencia. Por ejemplo, si se desea un nivel de confianza de 80 por ciento, entonces $C = 0.84$.

Por su parte 'V' es el coeficiente de variación de la resistencia. Si no tiene suficiente información para estimarlo se puede emplear un valor alrededor de 0.3, que se considera aceptable para una construcción de buena calidad.

Los valores de proyecto considerados en este ejemplo son los siguientes:

Capa	VRSz	VRSp	Mod elast.
Carpeta			
Base granular	100		
Sub-base	40		
Subrasante	20		
Terraceria	5		

El método establece valores mínimos y máximos para el VRSz, con el propósito de obtener espesores adecuados cuando éste excede los umbrales máximos o mínimos convenientes de los materiales empleados.

En el Manual del Usuario aparece una tabla con los límites establecidos, de acuerdo con la experiencia obtenida en las investigaciones desarrolladas. El valor de proyecto se designa como VRSp

En caso de que se propongan valores inferiores a los mínimos admisibles, el programa se detiene y el proyectista debe replantear el proyecto con otros materiales. En caso de que se propongan valores mayores a los máximos, el programa toma el valor máximo admisible como el VRSp, aunque registra el valor propuesto por el proyectista para emplearlo en la estimación del módulo de rigidez de la capa correspondiente, en caso de requerirse.

En el ejemplo los valores propuestos están en el intervalo aceptable, excepto la sub-base que se ajusta a un VRSp = 30:

Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez
Carpeta			-
Base granular	100	100	
Sub-base	40	30	
Subrasante	20	20	
Terracería	5	5	

Se establecen VRS máximos en las capas no asfálticas para tener mejores resultados, si los VRSz son mayores se ajustan para fines de diseño por deformación.

Se requiere el módulo de rigidez de la carpeta; si no tiene estimado su valor debe terminar esta corrida para hacerlo. En ese caso aprieta solo la tecla de entrada.

Módulos de rigidez de los materiales

Para el cálculo de esfuerzos, deformaciones unitarias, y desplazamientos verticales, se requieren los módulos de rigidez de todas las capas.

En el caso de la carpeta asfáltica, si el proyectista no tiene información de laboratorio para establecer el módulo dinámico de rigidez del concreto asfáltico, puede emplear el programa MODULO para estimarlo aproximadamente a partir de relaciones volumétricas. Los datos obtenidos generalmente tienen variaciones significativas y deben emplearse únicamente como una guía cualitativa.

Se hace notar que la estimación del módulo de rigidez de proyecto es un problema difícil que requiere de un análisis amplio y del buen criterio del proyectista. En efecto, el módulo de rigidez cambia de manera significativa con varios factores, entre ellos la temperatura y la velocidad de aplicación de las cargas de las ruedas de los vehículos. A esto debe agregarse el efecto dinámico vertical, que altera las cargas estáticas.

Por lo anterior, se recomienda dividir el período de diseño en etapas climáticas típicas, y realizar pruebas dinámicas de laboratorio para estimar los módulos de rigidez en diferentes condiciones. El módulo de rigidez de proyecto puede estimarse ponderando los daños producidos en diferentes etapas y aplicando la ley de Miner.

En consecuencia, la estimación de los módulos de rigidez de los diferentes materiales debe considerarse con mucho cuidado, para evitar fallas debido a una apreciación inadecuada de las características mecánicas de los materiales.

Para el caso de los materiales no estabilizados con asfalto, las recomendaciones son similares. Por tanto se insiste en realizar un buen control de laboratorio, tomando en cuenta que la compactación, el contenido de agua, y los efectos climáticos, modifican de manera significativa el comportamiento de los materiales.

En caso de que el proyectista no pueda obtener los módulos de rigidez de los materiales no aglutinados en pruebas de laboratorio, o en el campo, el programa permite estimarlos de manera aproximada, con la expresión: $E = 130 \text{ VRSz}^{0.7}$.

En el ejemplo se supone conocido el módulo de rigidez de la carpeta y se estima el módulo de rigidez de las otras capas, a partir del VRSz.

Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez
Carpeta			30000
Base granular	100	100	3265
Sub-base	40	30	1719
Subrasante	20	20	1058
Terracería	5	5	401

Se han sugerido algunos valores como módulos de rigidez de capas no estabilizadas. Esos valores se obtuvieron de: $E=130 \text{ VRSz}^{0.7}$. Esta ecuación se obtiene para condiciones generales, pero puede requerir adecuaciones en casos particulares.

¿Quiere hacer cambios en algún valor? (s/n)

Relación de Poisson

El programa propone relaciones de Poisson para cada tipo de material, Si el proyectista tiene información confiable que indique que el valor es diferente al anotado puede modificarlo.

Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez	Poisson
Carpeta			30000	0.35
Base granular	100	100	3265	0.35
Sub-base	40	30	1719	0.45
Subrasante	20	20	1058	0.45
Terracería	5	5	401	0.45

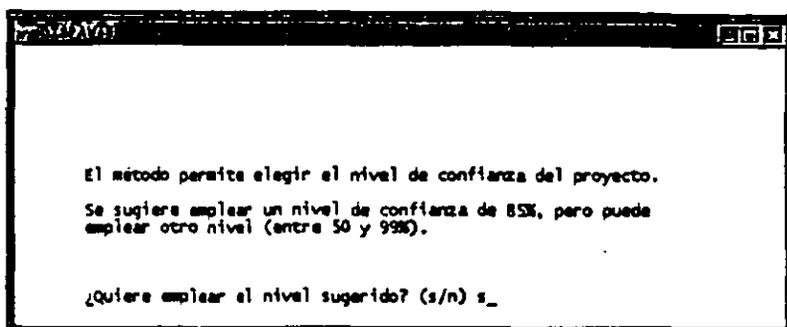
Se proponen valores para las relaciones de Poisson de cada capa, puede modificarlas si así lo desea.

¿Acepta los valores propuestos? (s/n) s_

En este ejemplo se aceptan los valores propuestos.

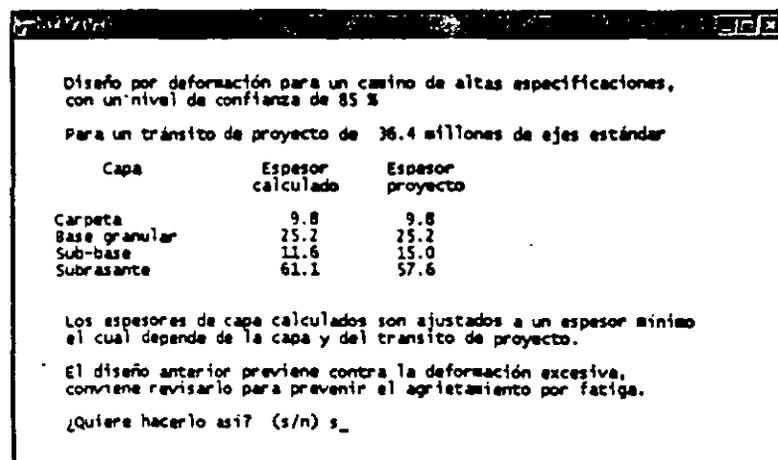
Nivel de confianza

El programa permite elegir el nivel de confianza del proyecto, entre 50 y 99%, se sugiere el empleo de un nivel de 85%. En el ejemplo se acepta el nivel propuesto de 85 por ciento.



Diseño por deformación

Una vez concluida la entrada de información el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla prematura por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto. El diseño obtenido es el siguiente:



15
- 11.6
= 3.4 cm

61.1
- 3.4
= 57.6 cm

El programa ha revisado que los espesores obtenidos sean mayores que los valores mínimos establecidos para este tipo de camino y este tránsito de proyecto; en el caso de que alguna capa hubiera tenido un espesor menor al mínimo, el diseño se ajusta al valor mínimo y en las capas inferiores se deduce ese incremento (Ver procedimiento de diseño, página 15).

En este caso el espesor de sub-base calculado es de 11.6 y se ha incrementado al espesor mínimo de 15 cm, en consecuencia el espesor de subrasante calculado se ha disminuido en la misma cantidad.

Puede observarse que los espesores no se han redondeado. Se espera que el proyectista haga eso posteriormente, usando su criterio.

Diseño por fatiga en las capas asfálticas

La vida previsible por fatiga se basa en las deformaciones unitarias generadas en la parte inferior de la carpeta asfáltica de la estructura obtenida en el paso anterior. Se emplea el modelo de fatiga correspondiente al tipo de camino elegido.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	vida previsible	
Carpeta	9.8		30000	0.35	Def	Fatiga
Base granular	25.2	100.0	3265	0.35	36.4	3.2
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	36.4	
Subrasante	57.6	20.0	1058	0.45	67.1	
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45	36.4	
		Vida previsible		Tránsito proyecto		
Deformación		36.4		36.4		
Fatiga		3.2		29.6		
El diseño no es adecuado.						
Tiene usted cuatro opciones:				1. cambiar módulo de carpeta		
				2. cambiar espesores		
				3. emplear base asfáltica.		
				4. salir del programa		
Introduzca el número que corresponde a su opción: _						

El resultado de la revisión indica que la vida previsible es inferior al tránsito de proyecto por fatiga:

3.- Método de Diseño del Instituto del Asfalto de los EUA.

El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, editado en 1991 y publicado en 1993, presenta algunos cambios significativos, respecto a los métodos anteriores para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles. El método se basa principalmente en la aplicación de la teoría elástica en multicapas, que utiliza resultados de investigaciones recientes por parte de ese organismo. Sin embargo, se reconoce que por los avances en la tecnología de los pavimentos asfálticos, se requieren más conocimientos sobre las propiedades de los materiales para las necesidades actuales de los sistemas carreteros, por lo que el método vigente, probablemente requiera revisión e implementación futuras.

El manual presenta un procedimiento de diseño para obtener los espesores de la sección estructural de pavimentos, donde se utilizan el cemento asfáltico y las emulsiones asfálticas en toda la sección o en parte de ella. Se incluyen varias combinaciones de superficies de rodamiento con concreto asfáltico, carpetas elaboradas con emulsiones asfálticas, bases asfálticas y bases o subbases granulares naturales.

3.1.- Estimación del tránsito.

El método actual distingue el "Período de Diseño" del "Período de Análisis", de la siguiente manera:

Un pavimento debe ser diseñado para soportar los efectos acumulados del tránsito para cualquier período de tiempo; el período seleccionado, en años, se define como "Período de Diseño". Al término de éste, se espera que el pavimento requiera alguna acción de rehabilitación mayor, como puede ser una sobrecarpeta de refuerzo para restaurar su condición original. La vida útil del pavimento, o "Período de Análisis", puede ser extendida indefinidamente, a través de

sobrecarpetas u otras acciones de rehabilitación, hasta que la carretera sea obsoleta por cambios significativos en pendientes, alineamiento geométrico y otros factores. En la versión reciente, el método considera períodos de diseño de uno a 35 años y tasas de crecimiento del tránsito del 2 al 10% anual. (Ver Tabla 3.1).

Tabla 3.1. TASA ANUAL DE CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO.

Período de Diseño, años (n)	Tasa Anual de Crecimiento, en por ciento.						
	2	4	5	6	7	8	10
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Para el cálculo del porcentaje de camiones en el flujo vehicular sobre el carril de diseño, el actual método recomienda los siguientes valores:

Tabla 3.2. PORCENTAJE DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO.

Nº DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	% DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO
2	50
4	45
6 ó más	40

Un punto importante que se hace notar, es que para el cálculo de los ejes equivalentes, el método vigente recomienda utilizar la metodología de la AASHTO, en su versión 1993 (incluida en este trabajo). Para lo anterior, el método proporciona en la Tabla 3.3, factores de equivalencia de la carga o coeficientes de daño para ejes sencillos, dobles o triples, incluyendo cargas sobre el eje desde 0.5 toneladas (1,000 lb) hasta 41 toneladas (90,000 lb), lo que se considera cubre sobradamente cualquier condición de peso de vehículos de carga en cualquier red de carreteras, desde rurales hasta grandes autopistas.

Tabla 3.3. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA.

Carga Total por Eje o Conjunto de Ejes:		Factores de Equivalencia de Carga:		
Kn	lb	Eje Sencillo	Ejes dobles	Ejes Triples
4.45	1,000	0.00002		
8.9	2,000	0.00018		
17.8	4,000	0.00209	0.0003	
26.7	6,000	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8,000	0.0343	0.003	0.001
44.5	10,000	0.0877	0.007	0.002
53.4	12,000	0.189	0.014	0.003
62.3	14,000	0.360	0.027	0.006
71.2	16,000	0.623	0.047	0.011
80.0	18,000	1.000	0.077	0.017
89.0	20,000	1.51	0.121	0.027
97.9	22,000	2.18	0.180	0.040
106.8	24,000	3.03	0.260	0.057
115.6	26,000	4.09	0.364	0.080
124.5	28,000	5.39	0.495	0.109
133.4	30,000	6.97	0.658	0.145
142.3	32,000	8.88	0.857	0.191
151.2	34,000	11.18	1.095	0.246
160.1	36,000	13.93	1.38	0.313
169.0	38,000	17.20	1.70	0.393
178.0	40,000	21.08	2.08	0.487
187.0	42,000	25.64	2.51	0.597
195.7	44,000	31.00	3.00	0.723
204.5	46,000	37.24	3.55	0.868
213.5	48,000	44.50	4.17	1.033
222.4	50,000	52.88	4.86	1.22
231.3	52,000		5.63	1.43
240.2	54,000		6.47	1.66
249.0	56,000		7.41	1.91
258.0	58,000		8.45	2.20
267.0	60,000		9.59	2.51
275.8	62,000		10.84	2.85
284.5	64,000		12.22	3.22
293.5	66,000		13.73	3.62
302.5	68,000		15.38	4.05
311.5	70,000		17.19	4.52
320.0	72,000		19.16	5.03
329.0	74,000		21.32	5.57
338.0	76,000		23.66	6.15
347.0	78,000		26.22	6.78
356.0	80,000		29.00	7.45
364.7	82,000		32.00	8.2
373.6	84,000		35.30	8.9
382.5	86,000		38.80	9.8
391.4	88,000		42.60	10.6
400.3	90,000		46.80	11.6

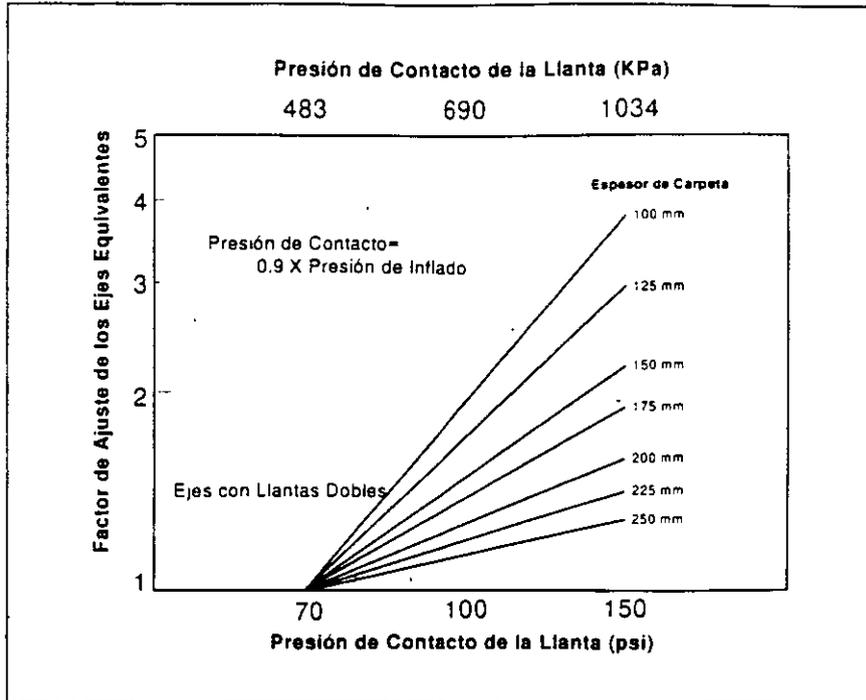
Habiéndose obtenido los coeficientes por cada eje o conjunto de ejes, la suma proporcionará el coeficiente total de equivalencia del vehículo. Utilizando el factor o tasa anual de crecimiento del tránsito señalado en la Tabla 3.1, y multiplicándolo por los coeficientes totales de equivalencia y por el número de vehículos del aforo

del tránsito promedio anual, se obtienen los ejes equivalentes acumulados reales para el período de diseño considerado.

Como innovación en la versión actual, el método incorpora factores de ajuste de los ejes equivalentes de diseño, para diferentes presiones de contacto de las llantas sobre el pavimento, en función de su presión de inflado y de los espesores de la carpeta asfáltica, donde contempla desde cuatro hasta diez pulgadas de espesor (10 y 25 cm respectivamente). Ver Figura 3.1.

NOTA: Al margen del método de diseño que se describe y como consecuencia de estudios realizados en México por el Instituto Mexicano del Transporte, aparece la posibilidad de aplicar el método comentado con una innovación que se desprende del Estudio Estadístico del Transporte Carretero que realiza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Como consecuencia de dicho estudio, pueden afinarse, para el caso de México, las condiciones de carga con que realmente operan los vehículos tomando en cuenta los que circulan en vacío, los que lo hacen con diferentes porcentajes de carga por abajo del valor reglamentario, los que se ciñen a ese valor, y los que lo hacen con diferentes porcentajes de carga por arriba de dicho valor reglamentario. Esta información, actualmente disponible para las condiciones de operación mexicanas, permite la estimación de ejes de diseño con un grado de aproximación mucho mayor, no ya dependiente de valores fijos de carga vehicular, sino de las cargas que realmente pueden asociarse a los diferentes tipos de vehículos en las carreteras de México.

Figura 3.1. FACTOR DE AJUSTE DE LOS EJES EQUIVALENTES POR PRESIÓN DE LA LLANTA.



3.2.- Evaluación de los materiales.

Para el diseño de los espesores de una sección estructural del pavimento flexible, el método actual del Instituto del Asfalto, considera como parámetro fundamental, dentro de la evaluación de los materiales, la obtención del Módulo de Resiliencia (M_r), con recomendaciones del método de prueba descrito en el Manual de Suelos MS-10 del propio Instituto. Sin embargo, reconocen que no todos los organismos o dependencias tienen el equipo adecuado para llevar a cabo tal prueba, por lo que han establecido factores de correlación entre M_r y la prueba estándar de Valor Relativo de Soporte (T-193 de AASHTO). Señalan que los resultados son bastante aproximados; sin embargo, para un diseño preciso, se recomienda llevar a cabo la prueba del Módulo de Resiliencia para la capa de la subrasante.

Factores Recomendados de Correlación

$$Mr \quad (\text{Mpa}) = 10.3 \quad \text{CBR}$$

$$Mr \quad (\text{psi}) = 1,500 \quad \text{CBR}$$

Se hace notar que tales correlaciones sólo se aplican a materiales de la capa subrasante, no sirviendo para materiales granulares que se pretendan emplear en las capas de subbase o de la base.

Otro cambio importante en la actual metodología descrita, es la inclusión de métodos de prueba normados según AASHTO y ASTM para los siguientes parámetros:

Límite Líquido T89 y D4318, Límite Plástico T90 y D4318, Índice Plástico T90 y D4318, Granulometría T88 y D422, Compactación T180 y D1557, Valor Relativo de Soporte T193 y D1883, Valor R T190 y D2844 y para el Módulo de Resiliencia Mr se recomienda utilizar el método MS-10 del propio Instituto.

En función del tránsito esperado sobre el pavimento en estudio, el método del Instituto del Asfalto recomienda los siguientes valores percentiles para calcular el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa subrasante.

Tabla 3.4. VALOR PERCENTIL PARA DISEÑO DE SUBRASANTE, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO.

NIVEL DEL TRÁNSITO	VALOR PERCENTIL PARA DISEÑO DE SUBRASANTE
Menor de 10,000 ejes equivalentes	60
Entre 10,000 y 1'000,000 de ejes equivalentes	75
Mayor de 1'000,000 de ejes equivalentes	87.5

Con las muestras de material obtenidas en el campo y con los resultados obtenidos en el laboratorio para determinar sus Módulos de Resiliencia, el diseñador deberá calcular el Mr de diseño de la capa subrasante, con los percentiles sugeridos en la Tabla anterior.

Para los requerimientos de compactación en las capas de base y subbase, el actual método proporciona las siguientes recomendaciones:

Capas de base y subbase formadas con materiales granulares sin tratamiento, esto es, no estabilizadas, deberán compactarse con un contenido de humedad óptimo más menos 1.5 puntos en porcentaje, para alcanzar una densidad mínima del 100% de la densidad máxima de laboratorio, sugiriendo se utilice el Método AASHTO T180 o el ASTM D1557.

Así mismo, recomienda los siguientes valores para las diferentes pruebas a realizarse con materiales de bases y subbases:

Tabla 3.5. VALORES PARA DIFERENTES PRUEBAS, CON MATERIALES DE BASES Y SUBBASES.

PRUEBA	REQUISITOS	
	SUBBASE	BASE
VRS, mínimo	20	80
Valor R, mínimo	55	78
Límite Líquido, máximo	25	25
Índice Plástico, máximo	6	NP
Equivalente de Arena, mínimo	25	35
Material que pasa la malla 200, máximo, (finos)	12	7

El Instituto Mexicano del Transporte recomienda los valores siguientes:

Tabla 3.6. VALORES RECOMENDADOS POR EL I.M.T.

I.M.T.	SUBBASE	BASE
% Finos	15 - 25	10 - 15
Límite Líquido	25 - 30	25 - 30
Índice Plástico	6 - 10	6 - 6
VRS	40 - 30	100 - 80

Es importante hacer notar, que dentro de las innovaciones que presenta el método de diseño del Instituto del Asfalto, además de las anteriormente descritas (teoría elástica multicapas, cementos y emulsiones asfálticas, períodos de diseño de 1 a 35 años, ejes equivalentes con metodología AASHTO, factor de ajuste para diferentes presiones de contacto de llantas, módulo de resiliencia de diseño, correlación del Mr con VRS, pruebas índice según ASTM o AASHTO para compactación), el método contempla factores de medio ambiente y varios tipos o clases de asfalto según las necesidades particulares de los usuarios. Esto es, tres diferentes temperaturas, según la región donde se pretenda construir el pavimento, climas fríos, templados y calientes, 7°C, 15.5°C y 24°C, respectivamente, empleando cementos asfálticos desde el AC-5 hasta el AC-40, recomendándose la clasificación siguiente:

Tabla 3.7. GRADOS DE ASFALTO DE ACUERDO AL TIPO DE CLIMA.

CLIMA	TEMPERATURA	GRADOS DE ASFALTO
Frío	Menor o igual a 7°C	AC-5, AC-10
Templado	Entre 7 y 24°C	AC-10, AC-20
Caliente	Mayor de 24°C	AC-20, AC-40

Para mezclas asfálticas emulsificadas, se pueden utilizar tanto emulsiones catiónicas (ASTM D2397) o aniónicas (ASTM D977). El grado o tipo de asfalto a seleccionarse, dependerá principalmente de su habilidad para cubrir los agregados, además de factores como la disponibilidad de agua en el sitio de trabajo, clima durante la construcción, procedimiento de mezclado y curado del material.

En cuanto a requerimientos de espesores mínimos, en función del nivel de tránsito en ejes equivalentes, el método recomienda los siguientes valores:

A) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases emulsificadas:

Tabla 3.8. ESPESORES MÍNIMOS DE CARPETA ASFÁLTICA, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO.

NIVEL TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTES	ESPESOR MÍNIMO DE CARPETA ASFÁLTICA EN CM (1)
10,000	5.0
100,000	5.0
1'000,000	7.5
10'000,000	10.0
Mayor de 10'000,000	13.0

- (1) Podrá usarse concreto asfáltico o mezclas asfálticas emulsificadas Tipo I con un tratamiento superficial, sobre bases asfálticas tipo II o Tipo III.
 Tipo I: Mezclas elaboradas con agregados, textura cerrada.
 Tipo II: Mezclas elaboradas con agregados semi-procesados.
 Tipo III: Mezclas elaboradas con arenas o arenas-limosas.

B) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases granulares sin estabilizar:

Tabla 3.9. ESPESORES DE SUPERFICIE DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE BASES GRANULARES SIN ESTABILIZAR.

NIVEL TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTES	CONDICIÓN TRÁNSITO	ESPESOR MÍNIMO DE CARPETA ASFÁLTICA EN CM
Hasta 10,000	Ligero	7.5 (2)
Entre 10,000 y 1'000,000	Mediano	10.0
Mayor de 1'000,000	Pesado	12.5 ó más

- (2) Para pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full - depth) o pavimentos con emulsiones asfálticas, se requiere un mínimo de 10 cm.

3.3.- Cálculos de espesores de diseño.

El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, proporciona para el diseño final de los espesores de la sección estructural del pavimento flexible, 18 gráficas o cartas de diseño en sistema

métrico y 18 en sistema inglés, las cuales cubren todas las variables involucradas en los párrafos anteriores de este trabajo.

Se presentan en el método gráficas con escalas logarítmicas para las tres condiciones climáticas consideradas, con el total de ejes equivalentes sencillos acumulados en el período de diseño y el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa subrasante, para obtener los espesores finales de pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full - depth), pavimentos elaborados con emulsiones asfálticas tipos I, II y III y bases granulares sin tratamiento con espesores de 15 y 30 cm. Las gráficas 7°C deberán emplearse para temperaturas menores o iguales a 7°C, las gráficas 24°C para temperaturas de 24°C o mayores y las gráficas 15.5°C para temperaturas intermedias.

Para fines prácticos de este trabajo, se incluyen solamente 3 cartas de diseño en sistema métrico, (ver Figuras 3.2, 3.3 y 3.4) dejando que el usuario pueda obtener el espesor total de la estructura de concreto asfáltico, mismo que podrá convertir en una estructura multicapa, formada por la carpeta de rodamiento, base y subbase, empleando los coeficientes estructurales recomendados por la AASHTO para esas capas o los coeficientes de equivalencia sugeridos por el mismo Instituto del Asfalto o los Métodos de California. Adicionalmente, se sugiere al diseñador, consultar con mayor detalle los espesores finales que reportan en las 18 gráficas en sistema métrico, que proporciona el Método del Instituto del Asfalto en su Manual MS-1, o en su versión computarizada "HWY" que incluye el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y el diseño de sobrecarpetas de refuerzo.

Figura 3.2. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (7°C).

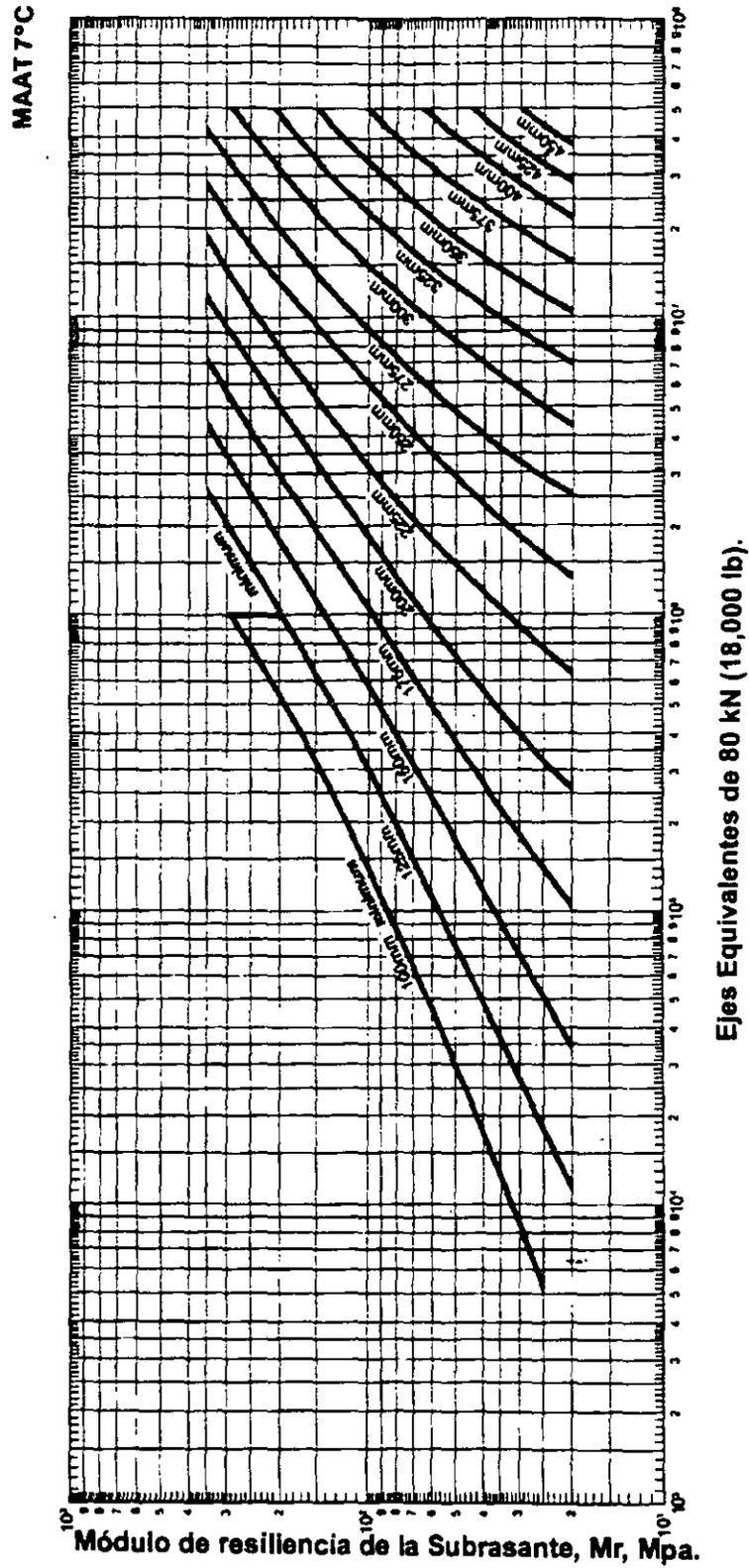


Figura 3.3. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (15.5°C).

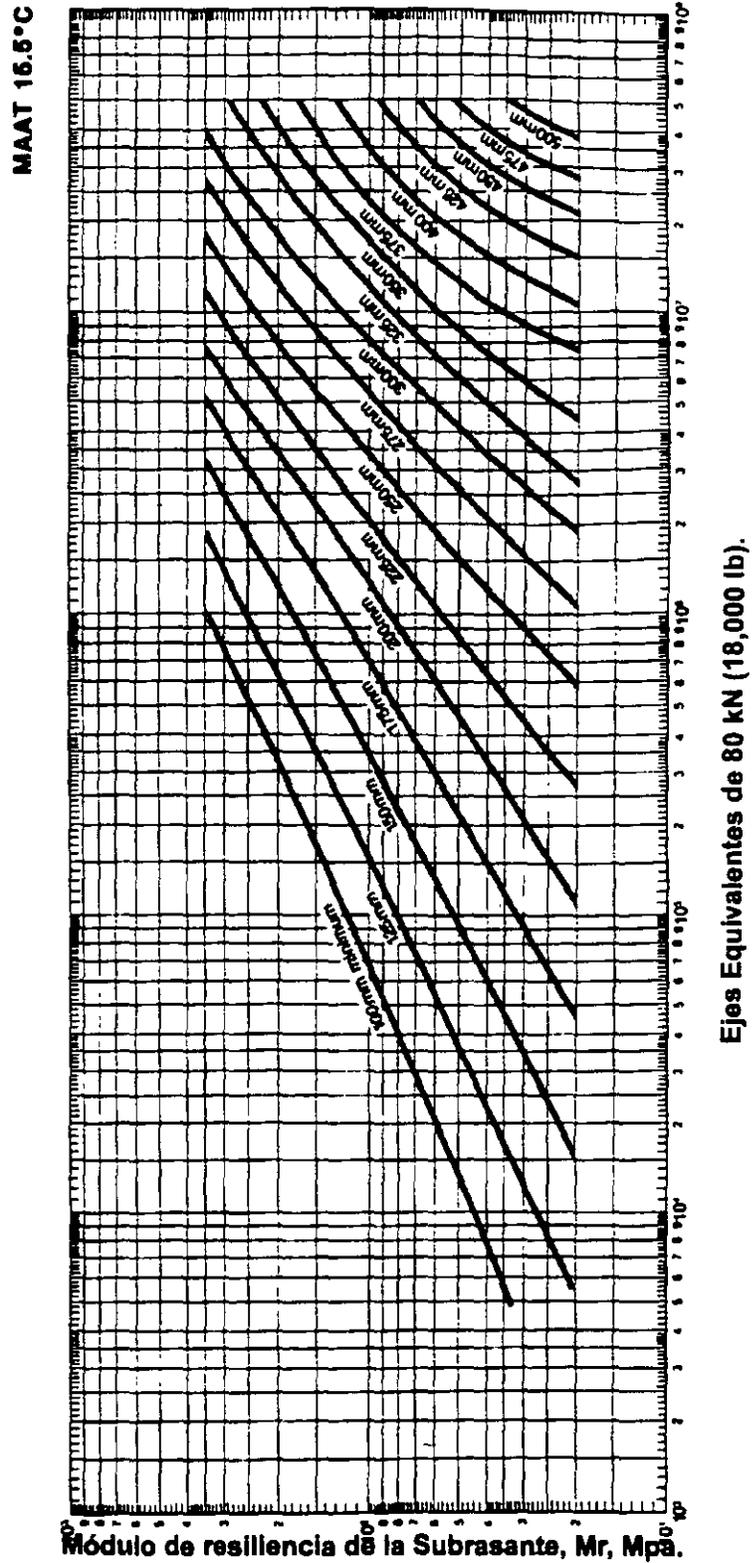
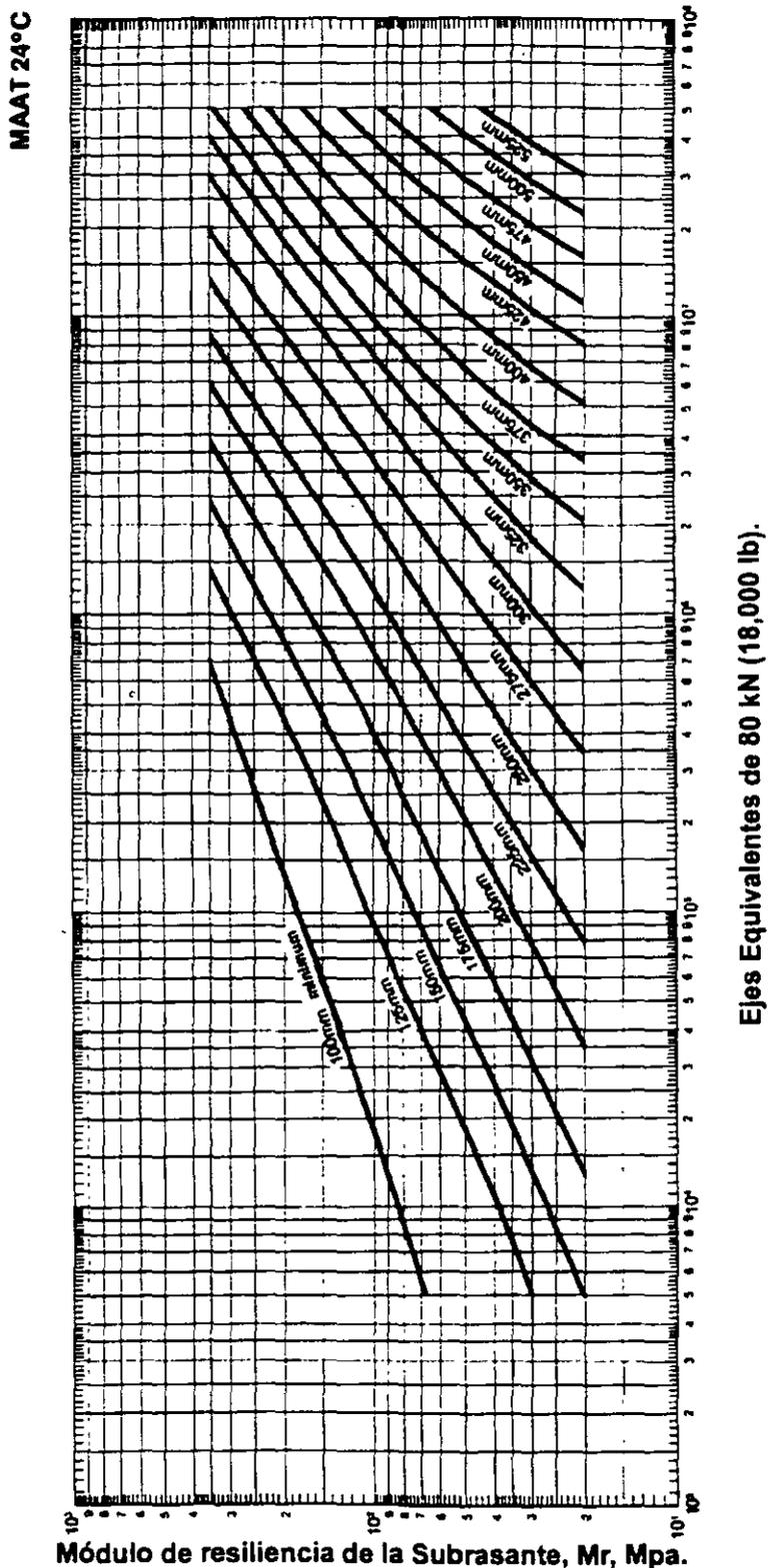


Figura 3.4. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (24°C).



4.- Método de la AASHTO para el Diseño de la Sección Estructural de los Pavimentos.

El actual método de la AASHTO, versión 1993, describe con detalle los procedimientos para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y rígidos de carreteras. En el caso de los pavimentos flexibles, el método establece que la superficie de rodamiento se resuelve solamente con concreto asfáltico y tratamientos superficiales, pues asume que tales estructuras soportarán niveles significativos de tránsito (mayores de 50,000 ejes equivalentes acumulados de 8.2 ton durante el período de diseño), dejando fuera pavimentos ligeros para tránsitos menores al citado, como son los caminos revestidos o de terracería.

En este trabajo únicamente se resume el procedimiento para pavimentos flexibles, con el objeto de que el usuario disponga de una metodología práctica y sencilla de uso frecuente en su ámbito de trabajo.

4.1.- Método de diseño.

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, versión 1993, están basados en las ecuaciones originales de la AASHO que datan de 1961, producto de las pruebas en Ottawa, Illinois, con tramos a escala natural y para todo tipo de pavimentos. La versión de 1986 y la actual de 1993 se han modificado para incluir factores o parámetros de diseño que no habían sido considerados y que son producto de la experiencia adquirida por ese organismo entre el método original y su versión más moderna, además de incluir experiencias de otras dependencias y consultores independientes.

El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un "número estructural SN" para el pavimento flexible que pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el número estructural SN requerido, el método

proporciona la ecuación general y la gráfica de la Figura 4.1, que involucra los siguientes parámetros:

El tránsito en ejes equivalentes acumulados para el período de diseño seleccionado, " W_{18} ".

El parámetro de confiabilidad, " R ".

La desviación estándar global, " S_o ".

El módulo de resiliencia efectivo, " M_r " del material usado para la subrasante.

La pérdida o diferencia entre los índices de servicios inicial y final deseados, " ΔPSI ".

4.1.1.-Tránsito.

Para el cálculo del tránsito, el método actual contempla los ejes equivalentes sencillos de 18,000 lb (8.2 ton) acumulados durante el período de diseño, por lo que no ha habido grandes cambios con respecto a la metodología original de AASHTO. Solamente se aconseja que para fines de diseño en "etapas o fases" se dibuje una gráfica donde se muestre año con año, el crecimiento de los ejes acumulados (ESAL) vs tiempo, en años, hasta llegar al fin del período de diseño o primera vida útil del pavimento. La ecuación siguiente puede ser usada para calcular el parámetro del tránsito W_{18} en el carril de diseño.

$$W_{18} = D_D \cdot D_L \cdot \hat{W}_{18} \quad (4.1)$$

Donde:

- W_{18} = Tránsito acumulado en el primer año, en ejes equivalentes sencillos de 8.2 ton, en el carril de diseño.
- D_D = Factor de distribución direccional; se recomienda 50% para la mayoría de las carreteras, pudiendo variar de 0.3 a 0.7, dependiendo de en qué dirección va el tránsito con mayor porcentaje de vehículos pesados.
- \hat{W}_{18} = Ejes equivalentes acumulados en ambas direcciones.
- D_L = Factor de distribución por carril, cuando se tengan dos o más carriles por sentido. Se recomiendan los siguientes valores:

Tabla 4.1. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL.

Nº CARRILES EN CADA SENTIDO	PORCENTAJE DE W_{18} EN EL CARRIL DE DISEÑO
1	100
2	80 - 100
3	60 - 80
4 o más	50 - 75

Una vez calculados los ejes equivalentes acumulados en el primer año, el diseñador deberá estimar con base en la tasa de crecimiento anual y el período de diseño en años, el total de ejes equivalentes acumulados y así contar con un parámetro de entrada para la ecuación general o para el nomograma de la Figura 4.1.

Es importante hacer notar que la metodología original de AASHTO usualmente consideraba períodos de diseño de 20 años; en la versión actual de 1993, recomienda los siguientes períodos de diseño en función del tipo de carretera:

Tabla 4.2. PERIODOS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA.

TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE DISEÑO
Urbana con altos volúmenes de tránsito.	30 - 50 años
Interurbana con altos volúmenes de tránsito.	20 - 50 años
Pavimentada con bajos volúmenes de tránsito.	15 - 25 años
Revestidas con bajos volúmenes de tránsito.	10 - 20 años

4.1.2- Confiabilidad "R".

Con el parámetro de Confiabilidad "R", se trata de llegar a cierto grado de certeza en el método de diseño, para asegurar que las diversas alternativas de la sección estructural que se obtengan, durarán como mínimo el período de diseño. Se consideran posibles variaciones en las predicciones del tránsito en ejes acumulados y en el comportamiento de la sección diseñada.

El actual método AASHTO para el diseño de la sección estructural de pavimentos flexibles, recomienda valores desde 50 y hasta 99.9 para el parámetro "R" de confiabilidad, con diferentes clasificaciones funcionales, notándose que los niveles más altos corresponden a obras que estarán sujetas a un uso intensivo, mientras que los niveles más bajos corresponden a obras o caminos locales y secundarios.

Tabla 4.3. VALORES DE "R" DE CONFIABILIDAD, CON DIFERENTES CLASIFICACIONES FUNCIONALES.

* NIVELES DE CONFIABILIDAD	
CLASIFICACIÓN FUNCIONAL	NIVEL RECOMENDADO POR AASHTO PARA CARRETERAS
Carretera Interestatal o Autopista.	80 - 99.9
Red Principal o Federal.	75 - 95
Red Secundaria o Estatal.	75 - 95
Red Rural o Local.	50 - 80

4.1.3.- Desviación estándar global " S_o ".

Este parámetro está ligado directamente con la Confiabilidad (R), descrita en el punto (4.1.2.); habiéndolo determinado, en este paso deberá seleccionarse un valor S_o "Desviación Estándar Global", representativo de condiciones locales particulares, que considera posibles variaciones en el comportamiento del pavimento y en la predicción del tránsito.

Valores de " S_o " en los tramos de prueba de AASHTO no incluyeron errores en la estimación del tránsito; sin embargo, el error en la predicción del comportamiento de las secciones en tales tramos, fue de 0.25 para pavimentos rígidos y 0.35 para los flexibles, lo que corresponde a valores de la desviación estándar total debidos al tránsito de 0.35 y 0.45 para pavimentos rígidos y flexibles respectivamente.

4.1.4.- Módulo de Resiliencia efectivo.

En el método actual de la AASHTO, la parte fundamental para caracterizar debidamente a los materiales, consiste en la obtención del Módulo de Resiliencia,

con base en pruebas de laboratorio, realizadas en materiales a utilizar en la capa subrasante (Método AASHTO T-274), con muestras representativas (esfuerzo y humedad) que simulen las estaciones del año respectivas. El módulo de resiliencia "estacional" será obtenido alternadamente por correlaciones con propiedades del suelo, tales como el contenido de arcilla, humedad, índice plástico, etc.

Finalmente, deberá obtenerse un "módulo de resiliencia efectivo", que es equivalente al efecto combinado de todos los valores de módulos estacionales.

Para la obtención del módulo estacional, o variaciones del M_r a lo largo de todas las estaciones del año se ofrecen dos procedimientos: uno, obteniendo la relación en el laboratorio entre el módulo de resiliencia y el contenido de humedad de diferentes muestras en diferentes estaciones del año y, dos, utilizando algún equipo para medición de deflexiones sobre carreteras en servicio durante diferentes estaciones del año.

Sin embargo, para el diseño de pavimentos flexibles, únicamente se recomienda convertir los datos estacionales en módulo de resiliencia efectivo de la capa subrasante, con el auxilio de la Figura 4.7 que proporciona un valor sopesado en función del "daño equivalente anual" obtenido para cada estación en particular. También puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$U_f = 1.18 \times 10^8 * M_R^{-2.32} \quad (4.2)$$

Donde:

U_f = Daño relativo en cada estación (por mes o quincenal).

M_R = Módulo de Resiliencia de la capa subrasante, obtenido en laboratorio o con deflexiones cada quincena o mes.

Y por último:

$$\bar{U}_f = \text{promedio de daño relativo} = \frac{\sum U_f}{n}$$

por lo que el

M_R efectivo, será el que corresponda al \bar{U}_f promedio (Ecuación 4.2).

4.1.5.- Pérdida o diferencia entre índices de servicio inicial y terminal.

El cambio o pérdida en la calidad de servicio que la carretera proporciona al usuario, se define en el método con la siguiente ecuación:

PSI = Índice de Servicio Presente

$$\Delta PSI = p_o - p_t \quad (4.3)$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial u original y el final o terminal deseado.

p_o = Índice de servicio inicial (4.5 para pavimentos rígidos y 4.2 para flexibles).

p_t = Índice de servicio terminal, para el cual AASHTO maneja en su versión 1993 valores de 3.0, 2.5 y 2.0, recomendando 2.5 ó 3.0 para caminos principales y 2.0 para secundarios.

Se hace notar que aún en la versión actual, AASHTO no ha modificado la escala del índice de servicio original de 0 a 5 para caminos intransitables hasta carreteras perfectas, respectivamente. Sin embargo, se sugiere que el criterio para definir el índice de servicio terminal o mínimo de rechazo (menor índice tolerado antes de

realizar alguna operación de rehabilitación, reencarpetado o reconstrucción) esté en función de la aceptación de los usuarios de la carretera.

Para el caso de diseños de pavimentos en climas muy extremos, en especial los fríos, la guía de diseño del método actual recomienda evaluar adicionalmente la pérdida del índice de servicio original y terminal debida a factores ambientales por congelamiento y deshielo, que producen cambios volumétricos notables en la capa subrasante y capas superiores de la estructura del pavimento. En tales casos, el diseñador deberá remitirse al método AASHTO 1993, capítulo 2.1.4.

4.2.- Determinación de espesores por capas.

Una vez que el diseñador ha obtenido el Número Estructural SN para la sección estructural del pavimento, utilizando el gráfico o la ecuación general básica de diseño, (Figura 4.1) donde se involucraron los parámetros anteriormente descritos (tránsito, R, S_o , M_R , ΔPSI), se requiere ahora determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original. La siguiente ecuación puede utilizarse para obtener los espesores de cada capa, para la superficie de rodamiento o carpeta, base y subbase, haciéndose notar que el actual método de AASHTO, versión 1993, ya involucra coeficientes de drenaje particulares para la base y subbase.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (4.4)$$

Donde:

a_1 , a_2 y a_3 = Coeficientes de capa representativos de carpeta, base y subbase respectivamente.

D_1 , D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y subbase respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y subbase, respectivamente.

Para la obtención de los coeficientes de capa a_1 , a_2 y a_3 deberán utilizarse las Figuras 4.2 a 4.6, en donde se representan valores de correlaciones hasta de cinco diferentes pruebas de laboratorio: Módulo Elástico, Texas Triaxial, R - valor, VRS y Estabilidad Marshall.

Para carpeta asfáltica.	(a_1)	Figura 4.2
Para bases granulares.	(a_2)	Figura 4.3
Para subbases granulares.	(a_3)	Figura 4.4
Para bases estabilizadas con cemento.		Figura 4.5
Para bases estabilizadas con asfalto.		Figura 4.6

Para la obtención de los coeficientes de drenaje, m_2 y m_3 , correspondientes a las capas de base y subbase respectivamente, el método actual de AASHTO se basa en la capacidad del drenaje para remover la humedad interna del pavimento, definiendo lo siguiente:

Tabla 4.4. CAPACIDAD DEL DRENAJE PARA REMOVER LA HUMEDAD.

CALIDAD DEL DRENAJE:	AGUA REMOVIDA EN:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

En la Tabla 4.5 se presentan los valores recomendados para m_2 y m_3 (bases y subbases granulares sin estabilizar) en función de la calidad del drenaje y el porcentaje del tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento pueda estar expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 4.5.- VALORES m_i RECOMENDADOS PARA MODIFICAR LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA DE BASES Y SUBBASES SIN TRATAMIENTO, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Calidad del Drenaje	Porcentaje de Tiempo al cual está Expuesta la Estructura del Pavimento a Niveles de Humedad Próxima a la Saturación			
	Menor del 1%	1 - 5%	5 - 25%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Para capas estabilizadas con cemento o asfalto y para la superficie de rodamiento elaborada con concreto asfáltico, el método no considera un posible efecto por el

drenaje, por lo que en la ecuación de diseño sólo intervienen valores de m_2 y m_3 y no se asigna valor para m_1 correspondiente a la carpeta.

Para el cálculo de los espesores D_1 , D_2 y D_3 (en pulgadas), el método sugiere respetar los siguientes valores mínimos, en función del tránsito en ejes equivalentes sencillos acumulados:

Tabla 4.6. ESPESORES MÍNIMOS, EN PULGADAS, EN FUNCIÓN DE LOS EJES EQUIVALENTES.

TRÁNSITO (ESAL's) EN EJES EQUIVALENTES	CARPETAS DE CONCRETO ASFALTICO	BASES GRANULARES
Menor de 50,000	1.0 ó T.S.	4.0
50,001 - 150,000	2.0	4.0
150,001 - 500,000	2.5	4.0
500,001 - 2'000,000	3.0	6.0
2'000,001 - 7'000,000	3.5	6.0
Mayor de 7'000,000	4.0	6.0

T.S. = Tratamiento superficial con sellos.

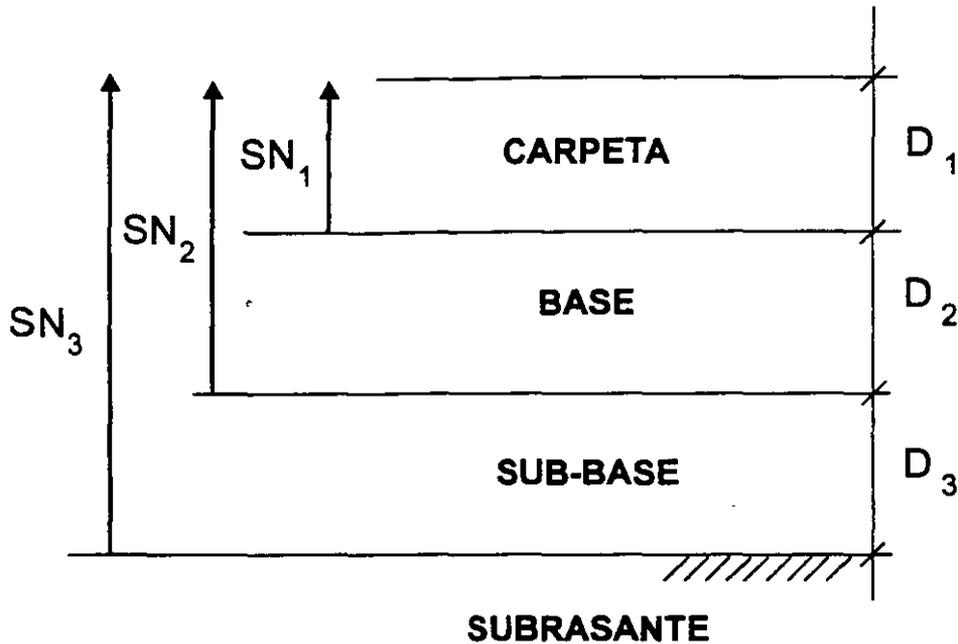
4.3.- Análisis del diseño final con sistema multicapa.

Deberá reconocerse que para pavimentos flexibles, la estructura es un sistema de varias capas y por ello deberá diseñarse de acuerdo a ello. Como ya se describió al principio del método, el "número estructural SN" sobre la capa subrasante o cuerpo del terraplén es lo primero a calcularse. De la misma manera deberá obtenerse el número estructural requerido sobre las capas de la subbase y base, utilizando los valores de resistencia aplicables para cada uno. Trabajando con las

diferencias entre los números estructurales que se requieren sobre cada capa, el espesor máximo permitido de cualquier capa puede ser calculado. Por ejemplo, el número estructural máximo permitido para material de la capa de subbase, debe ser igual al número estructural requerido sobre la subbase restado del SN requerido sobre la subrasante.

El Método AASHTO recomienda el empleo de la siguiente figura y ecuaciones:

Figura 4.8. RECOMENDACIÓN DE AASHTO.



$$D^*_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1 D_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2}$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

$$D^*_3 \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3}$$

NOTAS: 1) a, D, m, y SN corresponden a valores mínimos requeridos.

2) D* y SN* representan los valores finales de diseño.

Con todo lo anterior queda configurada la sección estructural de proyecto para pavimento flexible.

Figura 4.1. GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE.

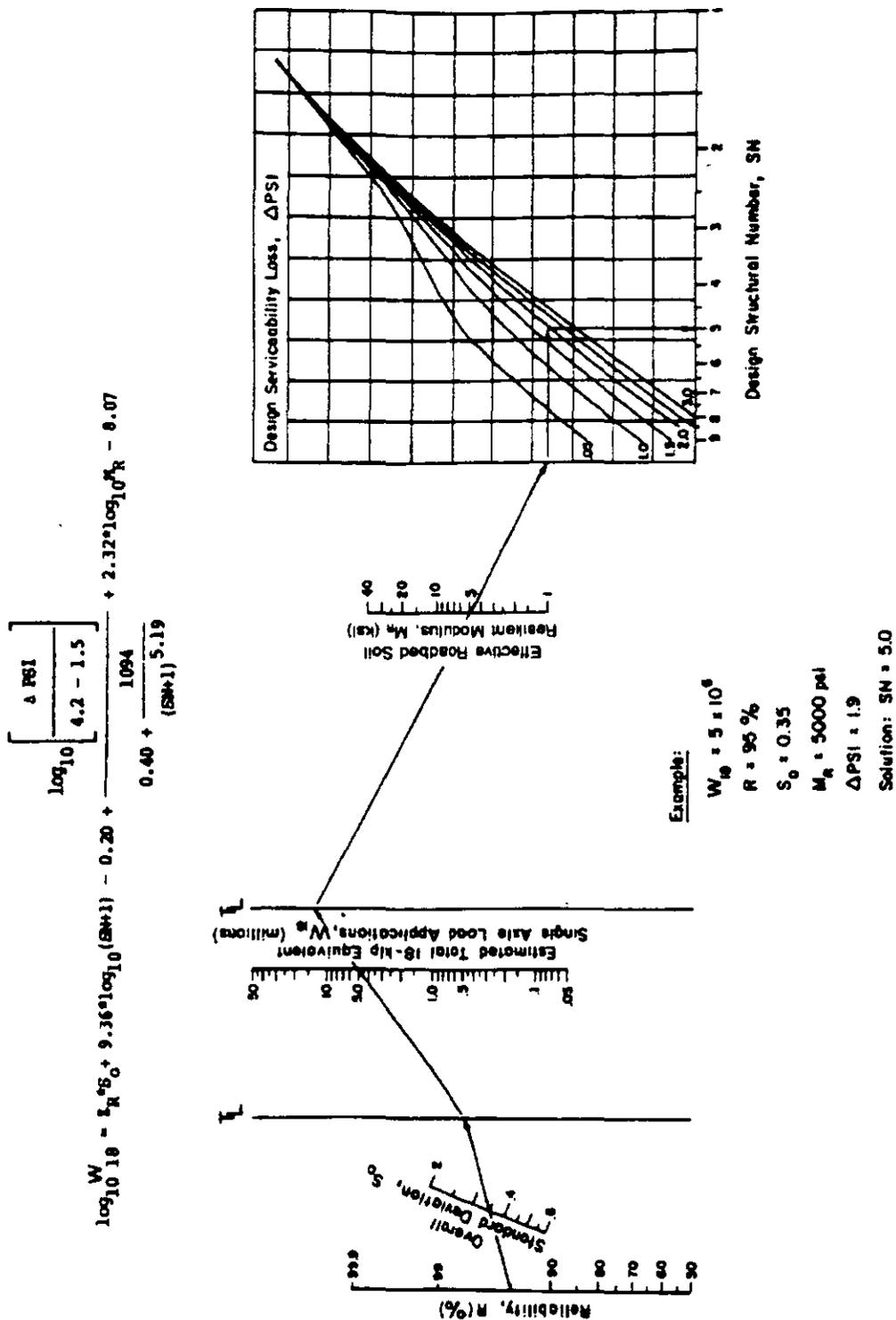


Figura 4.2. GRÁFICA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE CAPA "a₁" EN FUNCIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO ASFÁLTICO.

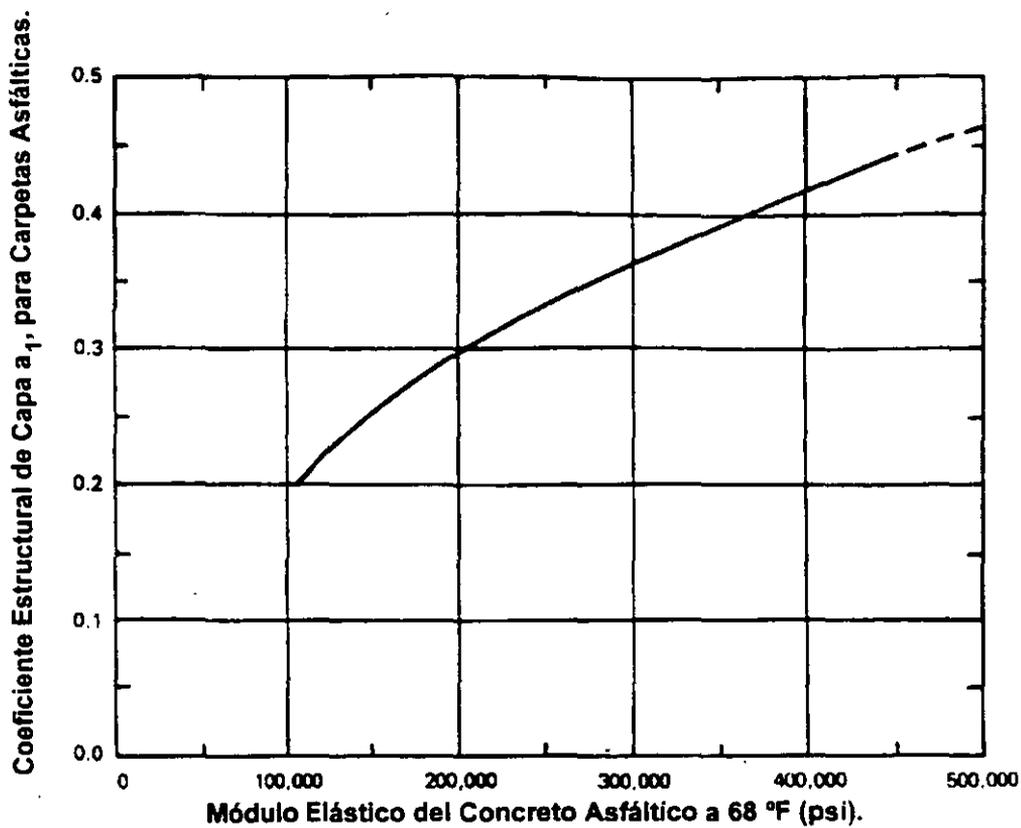
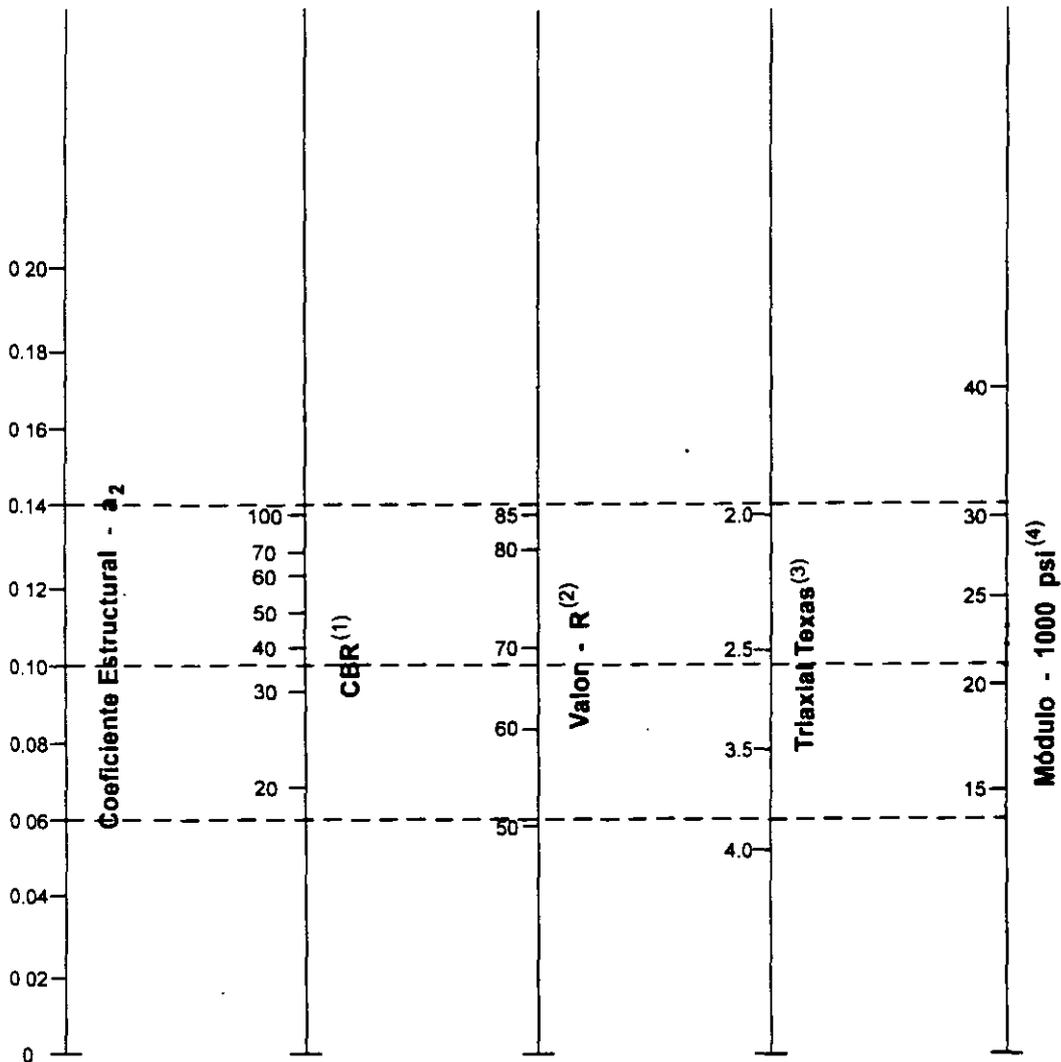
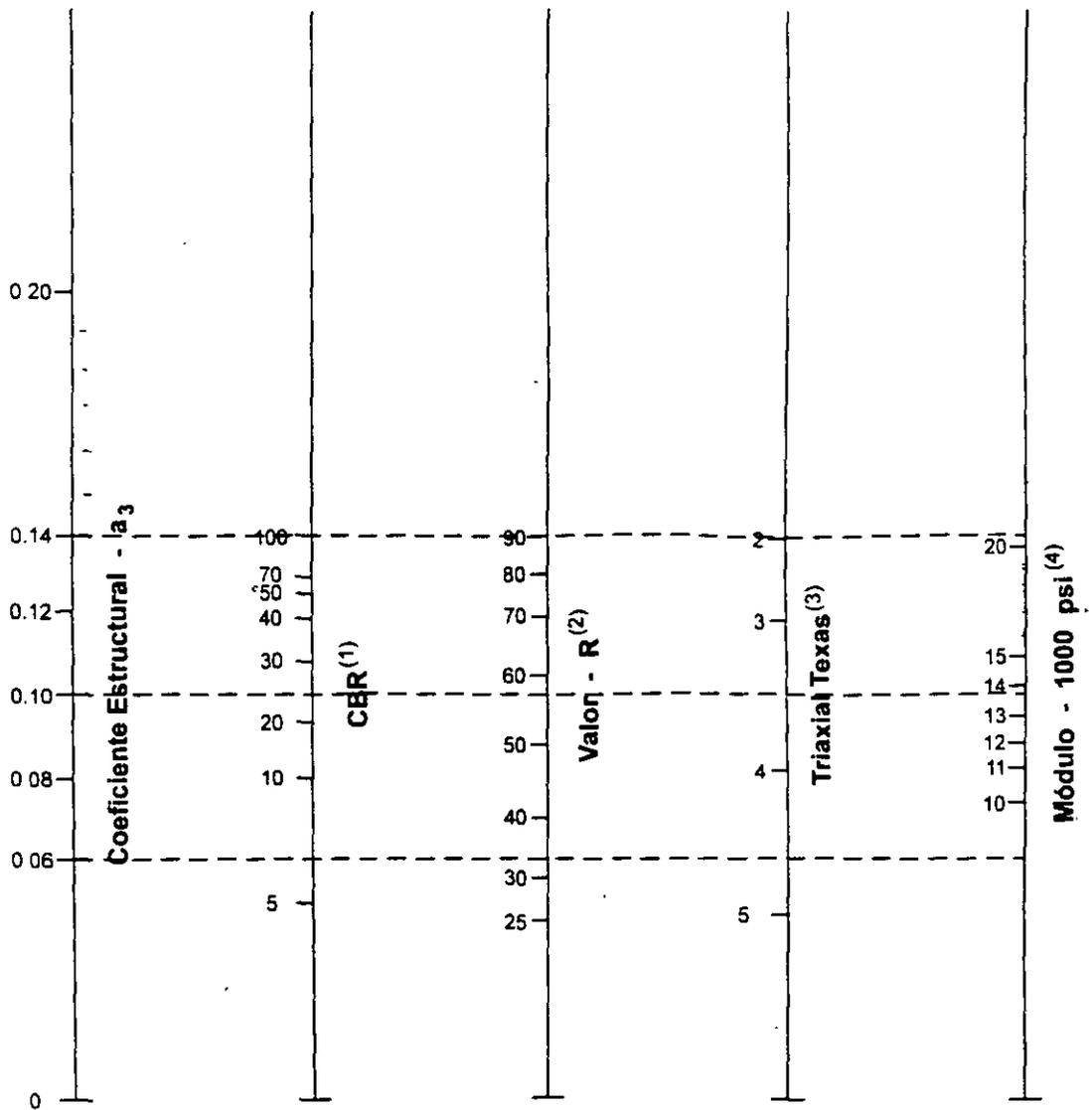


Figura 4.3.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES GRANULARES.



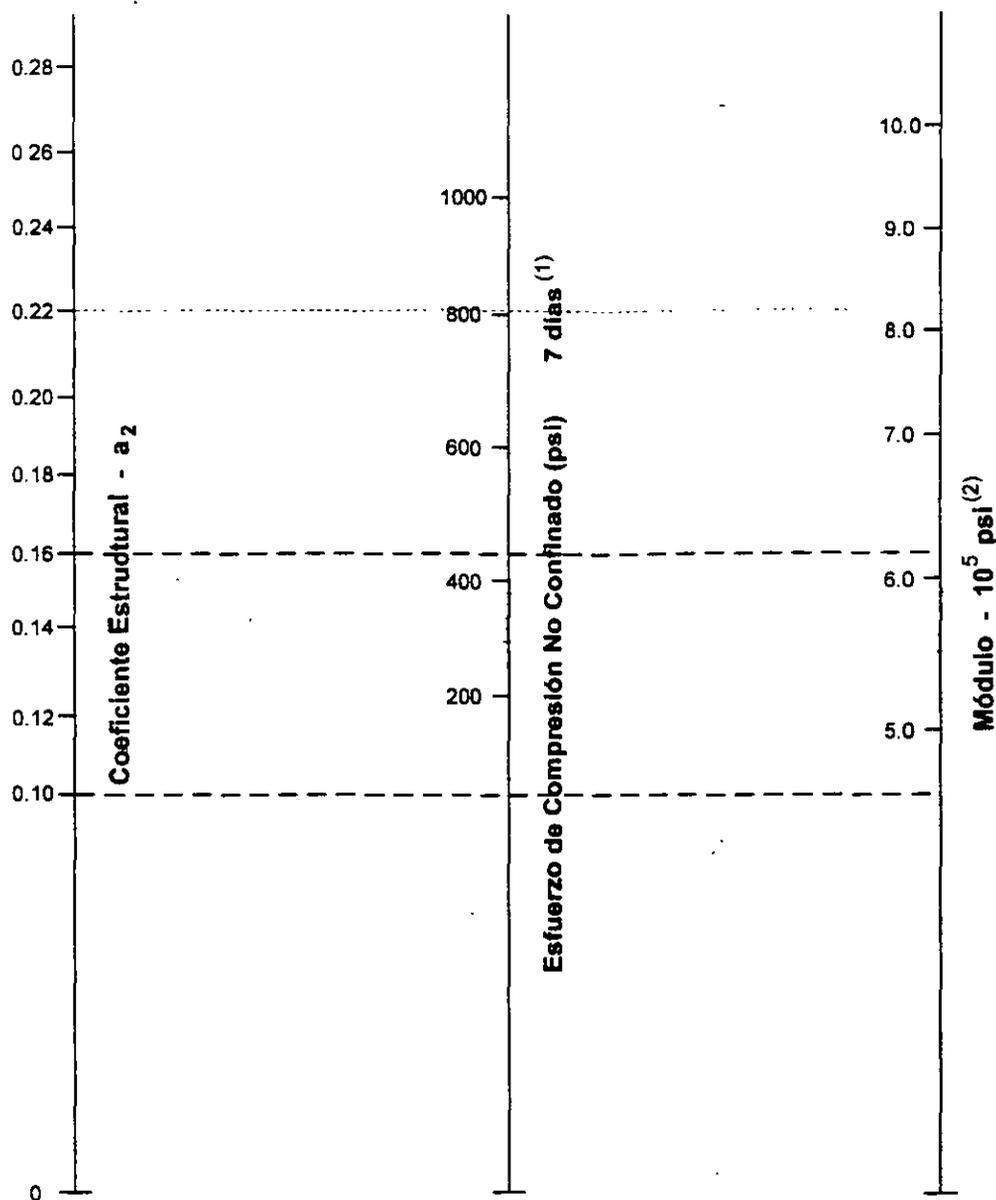
- (1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.4.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₃", EN SUBBASES GRANULARES.



- (1) Escala derivada de correlaciones de Illinois.
- (2) Escala derivada de correlaciones obtenidas del Instituto del Asfalto, California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada de correlaciones obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

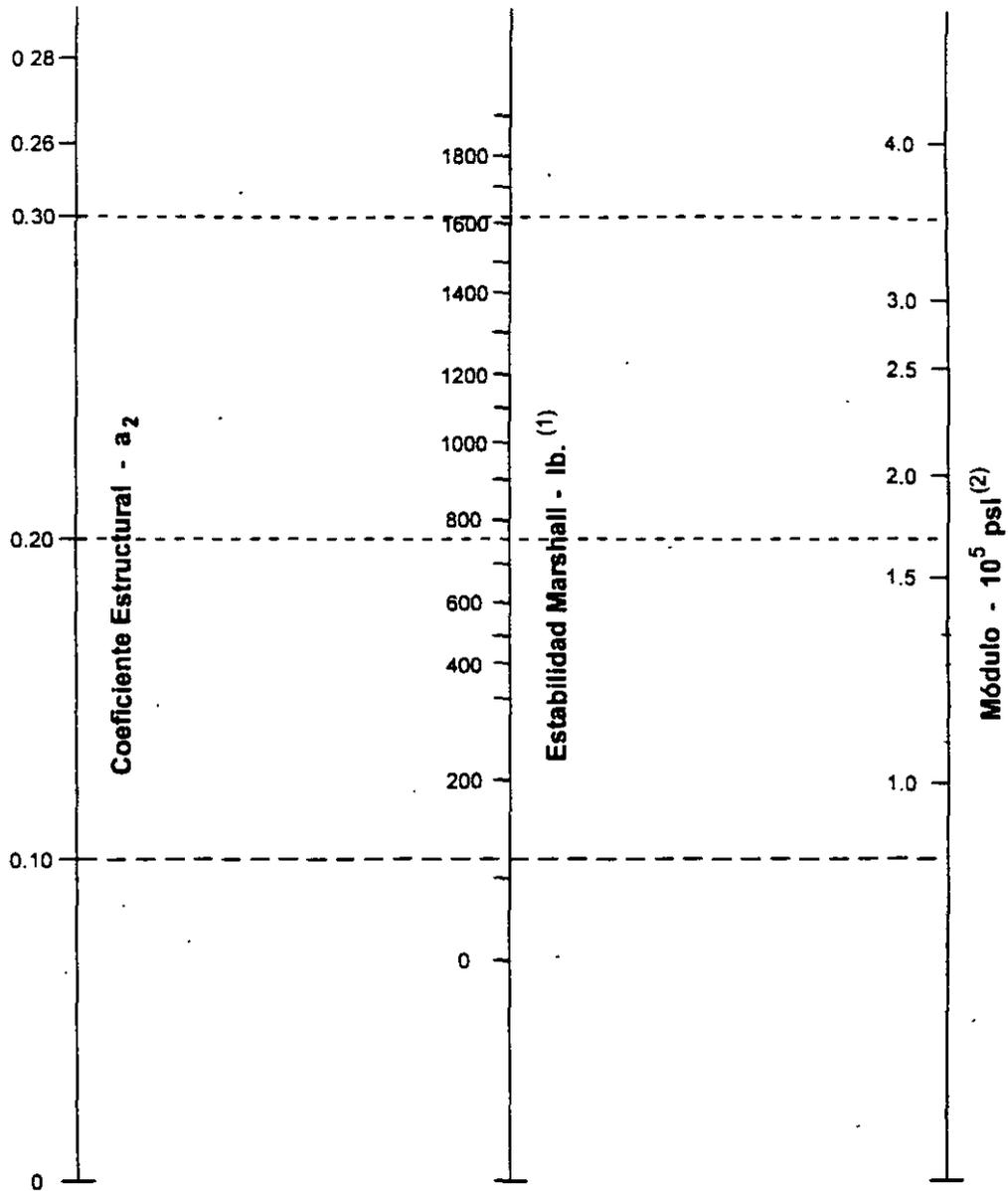
Figura 4.5.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO PORTLAND.



(1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois, Louisiana y Texas.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.6.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO.

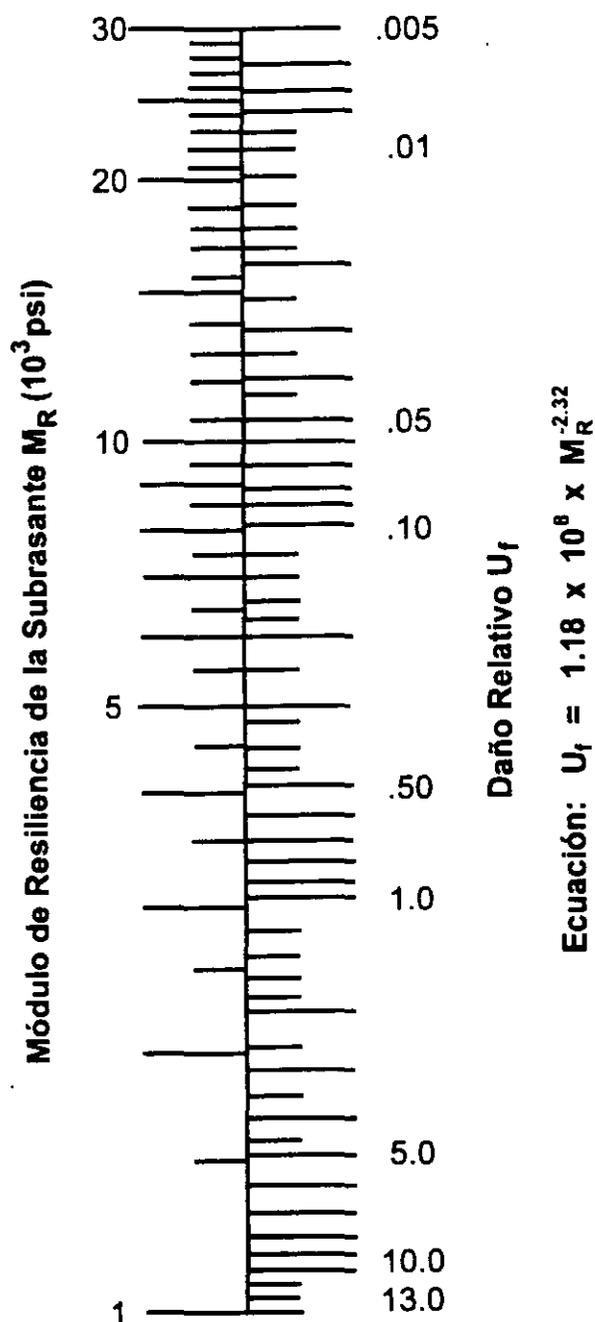


(1) Escala derivada por correlación obtenida de Illinois.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.7.- FORMATO PARA CALCULAR EL MÓDULO DE RESILIENCIA EFECTIVO DE LA SUBRASANTE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Mes	Módulo de Resiliencia de la Subrasante M_R (psi)	Daño Relativo U_f
Ene.		
Feb.		
Mar.		
Abr.		
May.		
Jun.		
Jul.		
Ago.		
Sep.		
Oct.		
Nov.		
Dic.		
Sumatoria:	$\Sigma U_f =$	



[Anterior](#)
[Siguiete](#)
[Indice](#)

Diseño

2.5 MÉTODO DE LA ASOCIACIÓN DEL CEMENTO PORTLAND (PCA)

A continuación se describen los lineamientos generales del método del Portland Cement Association (PCA)

a) Factores de Diseño

a)1 Resistencia a la Flexión del Concreto

La consideración de la resistencia a la flexión del concreto es aplicable en el procedimiento de diseño para el criterio de fatiga que controla el agrietamiento del pavimento bajo la repetición de cargas

El alabeo del pavimento de concreto, bajo las cargas del tráfico, provoca esfuerzos tanto de compresión como de flexión. Sin embargo, la proporción de los esfuerzos a compresión contra la resistencia a la compresión del concreto, es mínima como para influir en el diseño de espesor de la losa. En cambio la relación de los esfuerzos a flexión contra la resistencia es mucho más alta y frecuentemente excede valores de 0.5. Por este motivo los esfuerzos y la resistencia a la flexión son los empleados para el diseño de espesores. La resistencia a la flexión del concreto es determinada por la prueba del módulo de ruptura, realizada en vigas de 6x6x30 pulgadas

El módulo de ruptura puede encontrarse aplicando la carga en cantiliver, punto medio ó en 3 puntos. Una diferencia importante en estos métodos de prueba es que al aplicar la carga en 3 puntos se obtiene la mínima resistencia del tercio medio de la viga de prueba, mientras que los otros 2 métodos muestran la resistencia en un solo punto. El valor determinado por el método de aplicación de carga de 3 puntos (American Society for Testing and Materials, ASTM C78) es el empleado en este método de diseño.

La prueba del módulo de ruptura es comunente realizada a los 7, 14, 28 y 90 días. Los resultados a los 7 y 14 días son comparados contra especificaciones de control de calidad y para determinar cuándo puede ser abierto al tránsito un pavimento.

Los resultados a los 28 días se han usado, generalmente, para el diseño de espesores de autopistas y calles, mientras que los resultados 90 días son usados para el diseño de aeropistas, esto es debido a que se presentan muy pocas repeticiones de esfuerzos durante los primeros 28 ó 90 días del pavimento, comparado contra los millones de repeticiones de esfuerzos que ocurrirán posteriormente.

Sabemos que el concreto continua ganando resistencia con el paso del tiempo, como lo muestra la figura 2.5-1. Esta ganancia de resistencia es mostrada en la curva que representa valores de módulo de ruptura (MR) promediados para vanas series de pruebas de laboratorio, pruebas de vigas curadas en campo y secciones de concreto tomadas de pavimentos en servicio.

En este procedimiento de diseño los efectos de las variaciones en la resistencia del concreto, de punto a punto del pavimento, y el incremento de resistencia con el paso del tiempo, están incorporados en las gráficas y tablas de diseño. El diseñador no aplica directamente estos efectos, sino que simplemente ingresa el valor de la resistencia promedio a los 28 días, que en nuestro país se recomienda como mínimo 41 kg/cm² (583 psi) y como máximo 50 kg/cm² (711 psi).

Para una viga estándar de 30", los valores de la prueba aplican a la carga en el punto central serán de aproximadamente 75 psi más altos, y si se aplica a la carga en cantiliver los valores serán de aproximadamente 160 psi más altos que aplicando la carga en 3 puntos. No se recomienda usar estos valores altos para propósitos de diseño. Si se usan otros métodos de prueba se deberá hacer un ajuste de reducción estableciendo una correlación a los resultados de la prueba aplicando la carga en 3 puntos.

[Anterior](#)
[Siguiete](#)



[Indice](#)

Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Diseño

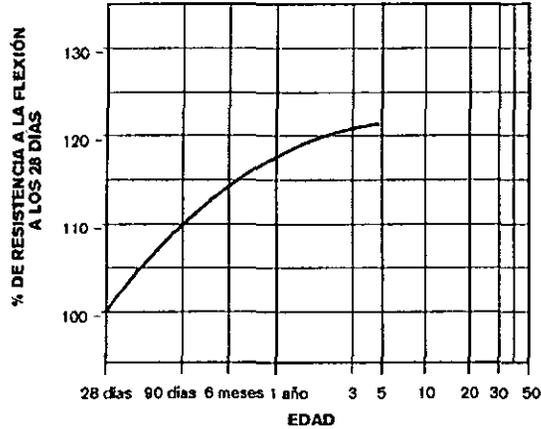


Figura 2 5-1 Curva de desarrollo de resistencia a la flexión a través del tiempo.

a)2 Terreno de Apoyo o Base

El soporte dado a los pavimentos de concreto por la base y la sub-base, es el segundo factor en el diseño de espesores. El terreno de apoyo esta definido en términos del módulo de reacción de la subrasante de Westergaard (k). Es igual a la carga en libras por pulgada cuadrada (un plato de 30" de diámetro) dividido entre la deformación en pulgadas que provoca dicha carga. Los valores de k son expresados como libras por pulgada cuadrada por pulgada (psi / in) ó más comúnmente, por libras por pulgada cubica (pci).

La figura 2 5 2 nos muestra una ilustración de la prueba de placa regulada por la norma ASTM D1195 y D1196

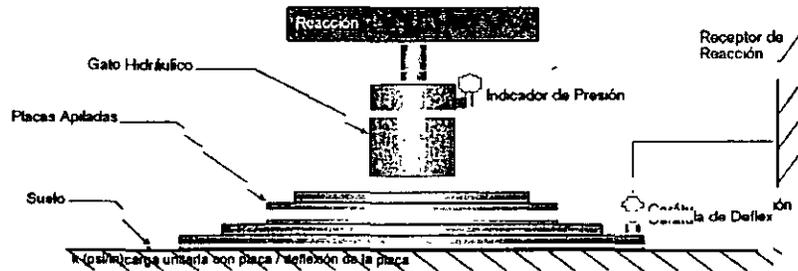


Figura 2 5 2 Prueba de Placa (ASTM D1195 y D1196)

Dado que la prueba de placa toma tiempo y dinero, los valores de k son usualmente estimados mediante una correlación de pruebas más simples como la del VRS (Valor Relativo de Soporte). El resultado es válido por que no se requiere una exacta determinación del valor k, ya que variaciones normales de este no afectan significativamente los requerimientos del espesor del pavimento. La relación mostrada en la figura 2 5-3 es correcta para estos propósitos.

La prueba de caminos AASHTO comprobó, convincentemente, que la reducción de pérdida de terreno de soporte durante los periodos de descongelamiento no tienen efecto en el espesor requerido de los pavimentos de concreto. Esto es cierto por que los pocos periodos en que los valores k son bajos durante el descongelamiento de la primavera se compensan con los largos periodos en que se congelan y los valores de k son mucho mayores que los asumidos para el diseño. Para evitar métodos tediosos, que requieren de diseño para las variaciones de k en las épocas del



Diseño

año, lo valores recomendables, como valores promedio, son los de verano u otoño

El contar con una sub-base permite incrementar el valor k del suelo que deberá usarse en el diseño de espesor. Si la base es de material granular no tratada ó mejorada, el incremento puede no ser muy significativo, como se aprecia en los valores presentados en la tabla 2 5-1

Los valores mostrados en la tabla 2 5-1 están basados en el análisis de Burmister de un sistema de dos capas y cargado en pruebas de placa, hechas para determinar los valores k del conjunto suelo - subbase, en losas de prueba completas

Las bases mejoradas ó tratadas con cemento aportan mayor capacidad de carga y su comportamiento a largo plazo es mucho mejor y son muy empleadas para pavimentos de concreto con tráfico pesado. Se construyen con materiales granulares como los tipos de suelos AASHTO A-1, A-2-4, A-2-5 y A-3, el contenido de cemento es determinado mediante las pruebas de Congelación-Descongelación y Mojado-Secado y el criteno de pérdidas admisibles de la PCA

Los valores de diseño de módulo de sub-reacción (k) para bases cementadas que cumplen con este criteno se muestran en la tabla 2 5-2

a)3 Período de Diseño

El término de período de diseño es algunas veces considerado sinónimo de período de análisis de tráfico. Dado que el tráfico muy probablemente no puede ser supuesto con precisión por un período muy largo, el período de diseño de 20 años es el comúnmente empleado en el procedimiento de diseño de pavimentos

El período de diseño seleccionado afecta el espesor de diseño ya que determina por cuantos años y por ende para cuántos camiones deberá servir el pavimento

CBR (%)

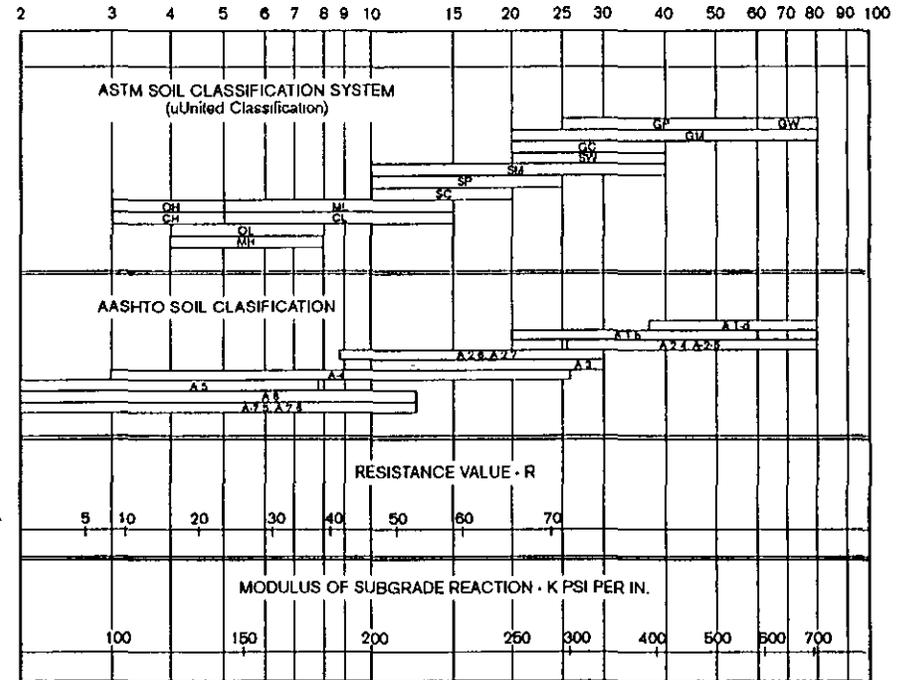


Figura 2 5-3 Relación aproximada entre las clasificaciones del suelo y sus valores de resistencia

Diseño

Tabla 2 5-1 Incremento en el valor de k del suelo, según el espesor de una base granular.

k Suelo - Sub-base (pci)				
k del Suelo (pci)	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	8"	12"
50	85	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Tabla 2 5-2 Incremento en el valor k del suelo, según el espesor de una base granular cementada.

k - Suelo - Sub-base (pci)				
k del Suelo (pci)	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	8"	10"
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	—

a)4 Numero de Repeticiones Esperadas para cada Eje

Toda la información referente al tráfico termina siendo empleada para conocer el número de repeticiones esperadas, durante todo el periodo de diseño, de cada tipo de eje. Para poder conocer estos valores tendremos que conocer varios factores referentes al tránsito, como lo es el tránsito promedio diario anual (TPDA), el % que representa cada tipo de eje en el TPDA, el factor de crecimiento del tráfico, el factor de sentido, el factor de carril y el periodo de diseño.

Repeticiones Esperadas

$$R_e = TPDA \times \%T_e \times FS \times FC \times Pd \times FCA \times 365$$

Donde:

- TPDA= Tránsito Promedio Diario Anual
- % T_e = % del TPDA para cada tipo de eje
- FS = Factor de Sentido
- FC = Factor de Carril
- Pd = Periodo de Diseño
- FCA = Factor de Crecimiento Anual
- 365 = Días de un Año

Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA)

El TPDA puede obtenerse de aforos especializados o de algún organismo relacionado con el transporte, ya sea municipal, estatal ó federal. Lo importante es que se especifique la composición de este tráfico, es decir que se detalle el tráfico por tipo de vehículo, para que de esta manera se pueda identificar los tipos y pesos de los ejes que van a circular sobre el pavimento.

El método de diseño de la PCA recomienda considerar únicamente el tráfico pesado, es decir que se desprecie todo al tráfico ligero como automóviles y pick-ups de 4 llantas. De cualquier modo, no es tan importante hacer caso a esta recomendación, debido a que el tráfico ligero no influye demasiado en el diseño de espesores.



Anterior Siguiete

Indice

Diseño

Factor de Crecimiento Anual (FCA)

Para conocer el factor de crecimiento anual se requiere únicamente el periodo de diseño, en años, y la tasa de crecimiento anual, con estos datos podemos calcularlo de manera rápida, con la ayuda de la tabla 2.5-3 que presenta relaciones entre tasas de crecimiento anual y factores de crecimiento anual para periodos de diseño de 20 y 40 años

Si se desea obtener el factor de crecimiento anual del tráfico (FCA) de manera más exacta, se puede obtener a partir de la siguiente fórmula

$$FC = \frac{(1 + g)^n}{g} - 1$$

Donde

- FC = Factor de Crecimiento Anual
- n = Vida Útil en Años
- g = Tasa de Crecimiento Anual

Tabla 2.5-3 Factores de Crecimiento Anual, según la tasa de crecimiento anual.

TASAS DE CRECIMIENTO ANUAL DE TRÁFICO Y SUS CORRESPONDIENTES FACTORES DE CRECIMIENTO		
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRÁFICO, %	FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL PARA 20 AÑOS	FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL PARA 40 AÑOS
10	1.1	1.2
15	1.2	1.3
20	1.2	1.5
25	1.3	1.8
3.0	1.3	1.8
3.5	1.4	2.0
4.0	1.5	2.2
4.5	1.6	2.4
5.0	1.6	2.7
5.5	1.7	2.9
6.0	1.8	3.2

En un problema de diseño, el factor de proyección se multiplica por el TPDA presente para obtener el TPDA de diseño, representando el valor promedio para el periodo

Los siguientes factores influyen en las tasas de crecimiento anual y proyecciones de tráfico

- 1 El tráfico atraído o desviado El incremento del tráfico existente debido a la

- rehabilitación de algún camino
- 2 Crecimiento normal de tráfico El crecimiento normal provocado por el incremento del número de vehículos
- 3 Tráfico generado El incremento provocado por los vehículos que no circularían por la vía si la nueva facilidad no se hubiese construido
- 4 Tráfico por desarrollo El incremento provocado por cambios en el uso del suelo, debido a la construcción de la nueva vía

Anterior Siguiete



Indice

Diseño

Los efectos combinados provocan tasas de crecimiento anual de 2 al 6%. Estas tasas corresponden, como se muestra en la tabla 2.5.3, a factores de crecimiento del tráfico de 1.2 a 1.8%, diseñando a 20 años

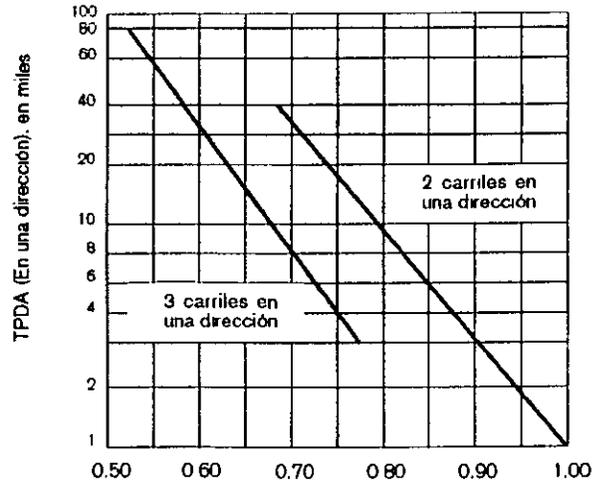
Factor de Sentido

El factor de sentido se emplea para diferenciar las vialidades de un sentido de las de doble sentido, de manera que para vialidades en doble sentido se utiliza un factor de 0.5 y para vialidades en un solo sentido un factor de 1.0

En el caso de vialidades de doble sentido, generalmente se asume que el tránsito (en sus diferentes tipos y pesos) viaja en igual cantidad para cada dirección (FS=0.5). Sin embargo esto puede no aplicarse en algunos casos especiales en que muchos de los camiones viajan cargados en una dirección y regresan vacíos, si éste es el caso, se deberá hacer el ajuste apropiado y tomar en cuenta el sentido con mayor tráfico

Factor de Carril

Después de ser afectado el tráfico por el factor de sentido, también debemos de analizar el número de carriles por sentido mediante el factor de carril. Este factor da el porcentaje de vehículos que circulan por el carril de la derecha, que es el de más tráfico. Para esto la PCA recomienda emplear la figura 2.5.4, en donde este factor depende del número de carriles por sentido ó dirección del tráfico y del tránsito promedio diario anual en un solo sentido



Factor de Carril

Figura 2.5-4 Proporción de Vehículos circulando por el carril de baja velocidad en una vialidad de 2 ó 3 carriles

a)5 Factor de Seguridad de Carga

Una vez que se conoce la distribución de carga por eje, es decir ya que se conoce cuántas repeticiones se tendrán para cada tipo y peso de eje, se utiliza el factor de seguridad de carga para multiplicarse por las cargas por eje

Los Factores de Seguridad de Carga Recomendados Son

- 1.3 Casos especiales con muy altos volúmenes de tráfico pesado y cero mantenimiento



Anterior Siguiente

Indice

Diseño

- 1 2 Para Autopistas ó vialidades de varios carriles en donde se presentará un flujo ininterrumpido de tráfico y altos volúmenes de tráfico pesado
- 1 1 Autopistas y vialidades urbanas con volúmenes moderados de tráfico pesado
- 1 0 Caminos y calles secundarias con muy poco tráfico pesado

b) Procedimiento de Diseño

El método descrito en ésta sección es empleado una vez que ya tenemos los datos del tráfico esperado, como el tránsito diario promedio anual y la composición vehicular del tráfico. Con esta información obtenemos el número de repeticiones esperadas para cada tipo de eje durante el periodo de diseño.

En la figura 2 5-5 se presenta un formato empleado para resolver el diseño de pavimentos, el cuál requiere de conocer algunos factores de diseño.

- Tipo de junta y acotamiento
- Resistencia a la flexión del concreto (MR) a 28 días
- El valor del módulo de reacción K del terreno de apoyo
- Factor de seguridad de la carga (LSF)
- Número de repeticiones esperadas durante el periodo de diseño para cada tipo y peso de eje

El Método Considera Dos Criterios de Diseño.

- Fatiga
- Erosión

El Análisis por fatiga (para controlar el agrietamiento), influye principalmente en el diseño de pavimentos de tráfico ligero (calles residenciales y caminos secundarios independientemente de si las juntas tienen ó no pasajuntas) y pavimentos con tráfico mediano con pasajuntas.

El análisis por erosión (para controlar la erosión del terreno de soporte, bombeo y diferencia de elevación de las juntas), influye principalmente en el diseño de pavimentos con tráfico de mediano a pesado, con transferencia de carga por trabazón de agregados (sin pasajuntas) y pavimentos de tráfico pesado con pasajuntas.

Para pavimentos que tienen una mezcla normal de pesos de ejes, las cargas en los ejes sencillos son usualmente más severas en el análisis por fatiga y las cargas en ejes tandem son más severas en el análisis por erosión.

El diseño del espesor se calcula por tanteos con ayuda del formato de diseño de espesores por el método de la PCA que se presenta en la tabla 2 5 4. Los pasos en el procedimiento de diseño son primero cargamos los datos de entrada que se presentan en la tabla 2 5 4 (columna 1 a la 3), los datos de la columna 2 son las cargas por eje multiplicadas por el factor de seguridad de carga.

Análisis por Fatiga

Se emplean las mismas tablas y figuras para pavimentos con ó sin pasajuntas, mientras que la única variable es si se cuenta ó no con apoyo lateral, de manera que

Sin Apoyo Lateral

- Use la tabla 2 5 5 y la figura 2 5 5

Con Apoyo Lateral

- Use la tabla 2 5 6 y la figura 2 5 5

Anterior Siguiente



Indice

Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

◀ Anterior Siguiete ▶

↑ Índice

Diseño

Procedimiento

- 1 Introducir como datos los valores de esfuerzo equivalente en las celdas 8, 11, 14 del formato de diseño de espesores. Estos valores se obtienen de las tablas apropiadas de factores de esfuerzos equivalentes (tablas 2 5 5 y 2 5 6), dependiendo del espesor inicial y el valor de k
- 2 Dividir los valores de esfuerzo equivalente entre el módulo de ruptura del concreto, al resultado le llamamos relación de esfuerzos y vamos a obtener una para cada tipo de eje (sencillo, tandem y tridem). Estos valores los anotamos en el formato de diseño de espesores (tabla 2 5 4) en las celdas 9, 12 y 15
- 3 Llenar la columna 4 de "repeticiones permisibles" obtenidas en la figura 2 5 5
- 4 Obtener el % de fatiga de cada eje. El % de fatiga se anota en la columna 5 y se obtiene dividiendo las repeticiones esperadas, (columna 3), entre las repeticiones permisibles, (columna 4), por 100, esto se hace para cada eje y posteriormente se suman todos los porcentajes de daño por fatiga para obtener el porcentaje total

Análisis por Erosión.

Sin Apoyo Lateral

- Para pavimentos con pasajuntas emplear la tabla 2 5 7 y la figura 2 5 6
- En los pavimentos en que la transferencia de carga se realiza exclusivamente mediante la trabazón de los agregados, use la tabla 2 5 8 y la figura 2 5 6

Con Apoyo Lateral

- Para pavimentos con pasajuntas ó continuamente reforzados, emplear la tabla 2 5 9 y la figura 2 5 7
- En los pavimentos en que la transferencia de carga se realiza exclusivamente mediante la trabazón de los agregados use la tabla 2 5 10 y la figura 2 5 7.

Procedimiento

- 1 Anote en las celdas 10, 13 y 16, del formato de diseño de espesores, los correspondientes factores de erosión obtenidos de las tablas adecuadas (tablas 2 5 7 a 2 5 10)
- 2 Calcule las "repeticiones permisibles" con ayuda de la figura 2 5 6 y la figura 2 5 7, y anótelos en la columna 6 del formato de diseño de espesores
- 3 Calcule el porcentaje de daño por erosión (columna 7) para cada eje dividiendo las repeticiones esperadas (columna 3) entre las repeticiones permitidas (columna 6) y multiplicando el resultado por 100, para posteriormente totalizar el daño por erosión

Al emplear las gráficas no es necesario una exacta interpolación de las repeticiones permisibles. Si la línea de intersección corre por encima de la parte superior de la gráfica, se considera que las repeticiones de carga permisibles son ilimitadas.

◀ Anterior Siguiete ▶

↑ Índice



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Anterior Sigüiente Índice

Diseño

Tabla 2.5.4 Formato para el diseño de espesores por el método de la PCA

CÁLCULO DE ESPESOR DEL PAVIMENTO

PROYECTO: Diseño inter-castal de 4 carriles.
 ESPESOR INICIAL: 9.5 in.
 MÓDULO DE REACCIÓN K, DE LA SUBRASANTE: 130 pci
 MÓDULO DE RUPTURA, MR: 650 psi
 FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA, LSF: 1.2
 PASAJUNTAS: SI NO
 APOYO LATERAL: SI NO
 PERIODO DE DISEÑO (AÑOS): 20
 COMENTARIOS: 4" de base cementada

Carga del eje, en kips	Multiplicada por LSF	Repeticiones Esperadas	Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Repeticiones Permisibles (FIG 2 5 6)	% de Fatiga	Repeticiones Permisibles (FIG 2 5 6 o 2 5 7)	% de Daño
1	2	3	4	5	6	7

8 Esfuerzo equivalente .208 10. Factor de Erosión 2.59
 9 Factor de relación de esfuerzo 0.317

Ejes Sencillos

30	36.0	6,310	27,000	23.4	1,500,000	0.4
28	33.6	14,690	77,000	19.1	2,200,000	0.7
26	31.2	30,140	230,000	13.1	3,500,000	0.9
24	28.8	64,410	1,200,000	5.4	5,900,000	1.1
22	26.4	106,900	ilimitado	0	11,000,000	1.0
20	24.0	235,800	ilimitado	0	23,000,000	1.0
18	21.6	301,200	ilimitado	0	64,000,000	0.5
16	19.2	422,500	ilimitado	0	ilimitado	0
14	16.8	586,900	ilimitado	0	ilimitado	0
12	14.4	1,837,000	ilimitado	0	ilimitado	0

11. Esfuerzo equivalente .192 13. Factor de Erosión 2.79
 12 Factor de relación de esfuerzo 0.285

Ejes Tandem

52	62.4	21,320	1,100,000	1.9	920,000	0.4
48	57.6	42,870	ilimitado	0	1,500,000	0.7
44	52.8	124,900	ilimitado	0	2,500,000	0.9
40	48.0	372,900	ilimitado	0	4,600,000	1.1

36	43.2	885,800	ilimitado	0	9,500,000	1.0
32	38.4	930,100	ilimitado	0	24,000,000	1.0
28	33.6	1,655,000	ilimitado	0	92,000,000	0.5
24	28.8	984,900	ilimitado	0	ilimitado	0
20	24.0	1,227,000	ilimitado	0	ilimitado	0
16	19.2	1,356,000	ilimitado	0	ilimitado	0

14 Esfuerzo equivalente .147 16. Factor de Erosión 2.95
 15 Factor de relación de esfuerzo 0.228

Ejes Tridem

54/3=18	21.6	250,000	ilimitado	0	2,600,000	9.6
---------	------	---------	-----------	---	-----------	-----

TOTAL	62.9	TOTAL	48.3
-------	------	-------	------

Anterior Sigüiente



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Índice

Anterior Siguiete

Indice

Diseño

Tabla 2.5.5 Esfuerzo Equivalente para Pavimentos Sin Apoyo Lateral

Esfuerzo Equivalente - Sin Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem

Espesor de Losa (pulgadas)	k de la subrasante, pci																										
	50			100			150			200			300			500			700								
	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn						
4.0	825	679	510	726	585	458	671	542	437	634	518	428	584	488	419	623	457	414	484	443	412						
4.5	699	588	439	618	500	380	571	460	359	540	435	349	498	406	339	488	378	331	417	363	328						
5.0	602	518	387	531	436	328	493	399	305	487	378	293	432	349	282	390	321	272	363	307	269						
5.5	526	481	347	464	387	290	431	353	268	406	331	253	379	305	240	343	278	230	320	264	226						
6.0	465	418	315	411	348	281	382	318	237	367	298	223	336	271	209	304	246	198	285	232	193						
6.5	417	380	289	387	317	238	341	286	214	314	267	201	300	244	188	273	220	173	258	207	168						
7.0	375	349	267	331	290	219	307	262	198	292	244	183	272	222	167	248	199	154	231	188	148						
7.5	340	323	247	300	268	203	279	241	181	265	224	168	248	203	153	224	181	139	210	169	132						
8.0	311	300	230	274	249	189	255	223	168	242	208	155	225	188	141	205	167	126	192	155	120						
8.5	285	281	215	262	232	177	234	208	158	222	183	145	208	174	131	188	154	118	177	143	108						
9.0	264	264	200	232	218	165	218	195	148	205	181	136	190	163	122	174	144	108	163	133	101						
9.5	245	248	187	215	205	157	200	183	140	190	170	129	178	153	115	161	134	101	151	124	93						
10.0	228	235	174	200	193	148	186	173	132	177	160	122	164	144	108	150	126	95	141	117	87						
10.5	213	222	163	187	183	140	174	164	125	165	151	115	153	136	103	140	119	99	132	110	82						
11.0	200	211	153	175	174	132	163	155	119	154	143	110	144	129	98	131	113	95	123	104	78						
11.5	188	201	142	165	165	126	153	148	113	145	138	104	135	122	93	123	107	90	116	98	74						
12.0	177	192	133	155	158	116	144	141	108	137	130	100	127	118	89	116	102	77	109	93	70						
12.5	168	183	123	147	151	113	136	135	103	129	124	95	120	111	85	109	97	73	103	89	67						
13.0	159	176	114	139	144	107	126	129	98	122	119	91	113	106	81	103	93	70	97	85	64						
13.5	152	166	106	132	138	101	122	123	93	116	114	87	107	102	78	98	90	67	92	81	64						
14.0	144	162	97	125	133	98	118	118	89	110	109	83	102	98	75	93	85	65	88	78	59						

Tabla 2.5.5 Esfuerzo Equivalente para Pavimentos Con Apoyo Lateral

Esfuerzo Equivalente - Con Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem

Espesor de Losa (pulgadas)	k de la subrasante, pci																										
	50			100			150			200			300			500			700								
	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn	Sen	Tán	Tn						
4.0	640	534	431	559	468	392	517	439	377	489	422	359	452	403	362	409	368	350	383	384	359						
4.5	647	481	385	479	400	328	444	371	313	421	358	305	390	338	297	355	322	292	333	318	291						
5.0	475	404	317	417	349	281	387	323	266	387	308	258	341	290	250	311	274	244	294	297	242						
5.5	418	360	279	368	309	246	342	285	231	324	271	223	302	254	214	276	238	208	261	231	206						
6.0	372	328	249	327	277	218	304	255	204	289	241	196	270	225	187	247	210	180	234	203	178						
6.5	334	295	225	294	251	195	274	230	183	260	218	175	243	203	166	223	188	159	212	180	156						

7.5	275	250	187	243	211	162	226	193	151	215	182	143	201	168	135	185	155	127	178	148	124
8.0	252	232	172	222	198	149	207	179	138	197	168	131	185	155	123	170	142	116	162	135	112
8.5	232	216	159	205	182	138	191	168	128	182	158	121	170	144	113	157	131	105	150	125	102
9.0	215	202	147	190	171	128	177	155	119	169	146	112	158	134	105	146	122	98	139	118	94
9.5	200	190	134	176	160	120	164	148	111	157	137	105	147	128	98	138	114	91	129	108	87
10.0	186	179	127	164	151	112	153	137	104	146	129	98	137	118	91	127	107	84	121	101	81
10.5	174	170	119	154	143	105	144	130	97	137	121	92	128	111	86	119	101	79	113	95	76
11.0	164	161	111	144	135	99	135	123	92	129	115	87	120	105	81	112	95	74	106	90	71
11.5	154	153	104	138	128	93	127	117	88	121	109	82	113	100	78	105	90	70	100	85	67
12.0	145	146	97	128	122	88	120	111	82	114	104	78	107	95	72	99	88	66	95	81	63
12.5	137	139	91	121	117	83	113	108	78	108	99	74	101	91	68	94	82	63	90	77	60
13.0	130	133	85	115	112	79	107	101	74	102	95	70	95	85	65	89	78	60	85	73	57
13.5	124	124	80	109	107	75	102	97	70	97	91	67	91	83	62	85	74	57	81	70	54
14.0	118	122	75	104	103	71	97	93	67	93	87	63	87	79	59	81	71	54	77	67	51

Anterior Siguiete

Indice



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Anterior

Índice

Diseño

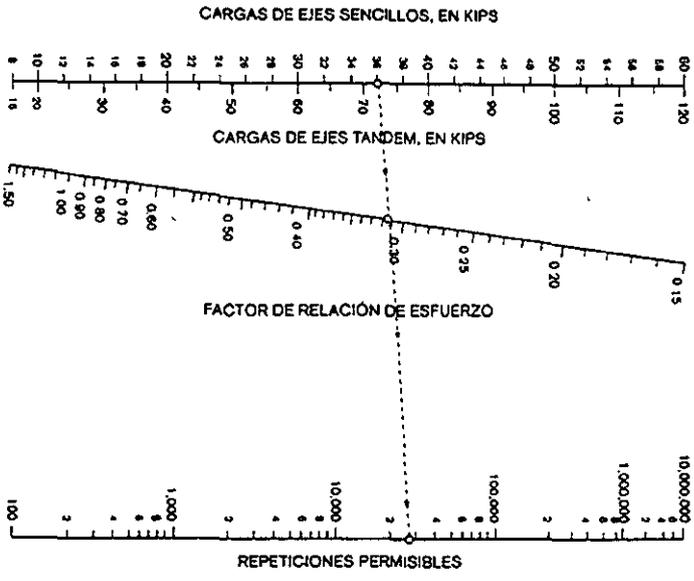


Figura 2.5.5 Análisis de fatiga (Repeticiones permitidas basadas en el factor de relación de esfuerzo, con o sin apoyo lateral).

Anterior



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Índice

Anterior [Siguiente](#)

[Indice](#)

Diseño

Tabla No. 2.5.7 - Factores de Erosión, para Pavimentos Con Pasajuntas y Sin Apoyo Lateral.

Factores de Erosión - Con Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr
4.0	3.74	3.83	3.89	3.73	3.79	3.82	3.72	3.75	3.75	3.71	3.73	3.70	3.70	3.70	3.61	3.68	3.67	3.53
4.5	3.59	3.70	3.78	3.57	3.65	3.69	3.55	3.61	3.62	3.55	3.58	3.57	3.54	3.55	3.50	3.52	3.53	3.44
5.0	3.45	3.58	3.68	3.43	3.52	3.58	3.42	3.48	3.50	3.41	3.45	3.45	3.40	3.42	3.40	3.38	3.40	3.34
5.5	3.33	3.47	3.59	3.31	3.41	3.49	3.29	3.36	3.40	3.28	3.33	3.36	3.27	3.30	3.30	3.28	3.28	3.25
6.0	3.22	3.38	3.51	3.19	3.31	3.40	3.18	3.26	3.31	3.17	3.23	3.28	3.15	3.20	3.21	3.14	3.17	3.16
6.5	3.11	3.29	3.44	3.09	3.22	3.33	3.07	3.18	3.23	3.08	3.13	3.18	3.05	3.10	3.12	3.03	3.07	3.08
7.0	3.02	3.21	3.37	2.99	3.14	3.26	2.97	3.08	3.16	2.98	3.05	3.10	2.95	3.01	3.04	2.94	2.98	3.00
7.5	2.93	3.14	3.31	2.91	3.06	3.20	2.88	3.00	3.09	2.87	2.97	3.03	2.85	2.93	2.97	2.84	2.90	2.93
8.0	2.85	3.07	3.26	2.82	2.99	3.14	2.80	2.93	3.03	2.79	2.89	2.97	2.77	2.85	2.90	2.78	2.82	2.85
8.5	2.77	3.01	3.20	2.74	2.93	3.09	2.72	2.86	2.97	2.71	2.82	2.91	2.69	2.78	2.84	2.68	2.75	2.79
9.0	2.70	2.96	3.15	2.67	2.87	3.04	2.65	2.80	2.92	2.63	2.76	2.88	2.62	2.71	2.78	2.51	2.68	2.73
9.5	2.63	2.90	3.11	2.60	2.81	2.99	2.58	2.74	2.87	2.58	2.70	2.81	2.55	2.65	2.73	2.54	2.62	2.68
10.0	2.58	2.85	3.06	2.54	2.76	2.94	2.51	2.68	2.83	2.50	2.64	2.76	2.48	2.59	2.68	2.47	2.56	2.63
10.5	2.50	2.81	3.02	2.47	2.71	2.90	2.45	2.63	2.78	2.44	2.59	2.72	2.42	2.54	2.64	2.41	2.51	2.58
11.0	2.44	2.78	2.98	2.42	2.67	2.86	2.39	2.58	2.74	2.38	2.54	2.68	2.36	2.49	2.59	2.35	2.45	2.54
11.5	2.38	2.72	2.94	2.36	2.62	2.82	2.33	2.54	2.70	2.32	2.49	2.64	2.30	2.44	2.55	2.29	2.40	2.50
12.0	2.33	2.68	2.91	2.30	2.58	2.79	2.28	2.48	2.67	2.28	2.44	2.60	2.25	2.39	2.51	2.23	2.36	2.48
12.5	2.28	2.64	2.87	2.25	2.54	2.75	2.23	2.45	2.63	2.21	2.40	2.56	2.19	2.35	2.48	2.18	2.31	2.42
13.0	2.23	2.61	2.84	2.20	2.50	2.72	2.18	2.41	2.60	2.18	2.36	2.53	2.14	2.30	2.44	2.13	2.27	2.39
13.5	2.18	2.57	2.81	2.15	2.47	2.68	2.13	2.37	2.56	2.11	2.32	2.49	2.09	2.26	2.41	2.08	2.23	2.35
14.0	2.13	2.54	2.78	2.11	2.43	2.65	2.08	2.34	2.63	2.07	2.29	2.46	2.05	2.23	2.38	2.03	2.19	2.32

Tabla No. 2.5.8 - Factores de erosión, para Pavimentos Sin Pasajuntas y Sin Apoyo Lateral.

Factores de Erosión - Sin Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr
4.0	3.94	4.03	4.06	3.91	3.95	3.97	3.88	3.89	3.88	3.85	3.86	3.82	3.82	3.83	3.74	3.77	3.80	3.67
4.5	3.79	3.91	3.95	3.78	3.82	3.85	3.73	3.75	3.76	3.71	3.72	3.70	3.68	3.68	3.63	3.64	3.65	3.56
5.0	3.68	3.91	3.85	3.63	3.72	3.75	3.60	3.64	3.65	3.58	3.60	3.60	3.55	3.55	3.52	3.52	3.62	3.48
5.5	3.54	3.72	3.75	3.51	3.62	3.65	3.48	3.53	3.58	3.46	3.49	3.51	3.43	3.44	3.43	3.41	3.40	3.37
6.0	3.44	3.64	3.68	3.40	3.53	3.58	3.37	3.44	3.48	3.35	3.40	3.42	3.32	3.34	3.35	3.30	3.30	3.29
6.5	3.34	3.56	3.61	3.30	3.46	3.50	3.28	3.38	3.40	3.25	3.31	3.34	3.22	3.25	3.27	3.20	3.21	3.21
7.0	3.28	3.49	3.54	3.21	3.39	3.43	3.17	3.29	3.33	3.15	3.24	3.27	3.13	3.17	3.20	3.11	3.13	3.14
7.5	3.18	3.43	3.48	3.13	3.32	3.37	3.08	3.22	3.25	3.07	3.17	3.20	3.04	3.10	3.13	3.02	3.06	3.08
8.0	3.11	3.37	3.42	3.05	3.26	3.31	3.01	3.16	3.20	2.99	3.10	3.14	2.95	3.03	3.07	2.94	2.99	3.01
8.5	3.04	3.32	3.37	2.98	3.21	3.25	2.93	3.10	3.15	2.91	3.04	3.09	2.88	2.97	3.01	2.87	2.93	2.96
9.0	2.98	3.27	3.32	2.91	3.16	3.20	2.88	3.05	3.09	2.84	2.99	3.03	2.81	2.92	2.95	2.79	2.87	2.90
9.5	2.92	3.22	3.27	2.85	3.11	3.15	2.80	3.00	3.04	2.77	2.94	2.98	2.75	2.86	2.90	2.73	2.81	2.85
10.0	2.85	3.18	3.22	2.79	3.06	3.11	2.74	2.95	3.00	2.71	2.89	2.93	2.68	2.81	2.85	2.66	2.76	2.80
10.5	2.81	3.14	3.18	2.74	3.02	3.08	2.68	2.91	2.95	2.65	2.84	2.89	2.62	2.76	2.81	2.60	2.72	2.76
11.0	2.77	3.10	3.14	2.69	2.98	3.02	2.63	2.85	2.91	2.60	2.80	2.84	2.57	2.72	2.77	2.54	2.67	2.71
11.5	2.72	3.06	3.10	2.64	2.94	2.98	2.58	2.82	2.87	2.55	2.76	2.80	2.51	2.68	2.72	2.49	2.63	2.67
12.0	2.68	3.03	3.07	2.60	2.80	2.93	2.53	2.78	2.83	2.50	2.72	2.78	2.45	2.54	2.68	2.44	2.59	2.63
12.5	2.64	2.99	3.03	2.55	2.87	2.91	2.48	2.75	2.79	2.45	2.68	2.73	2.41	2.50	2.65	2.39	2.55	2.59
13.0	2.60	2.96	3.00	2.51	2.83	2.88	2.44	2.71	2.78	2.40	2.65	2.69	2.36	2.56	2.61	2.34	2.51	2.56
13.5	2.58	2.93	2.97	2.47	2.80	2.84	2.40	2.68	2.73	2.36	2.61	2.65	2.32	2.53	2.58	2.30	2.48	2.52
14.0	2.53	2.90	2.94	2.44	2.77	2.81	2.36	2.65	2.69	2.32	2.58	2.63	2.28	2.50	2.54	2.25	2.44	2.49

Anterior [Siguiente](#)

[Indice](#)



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

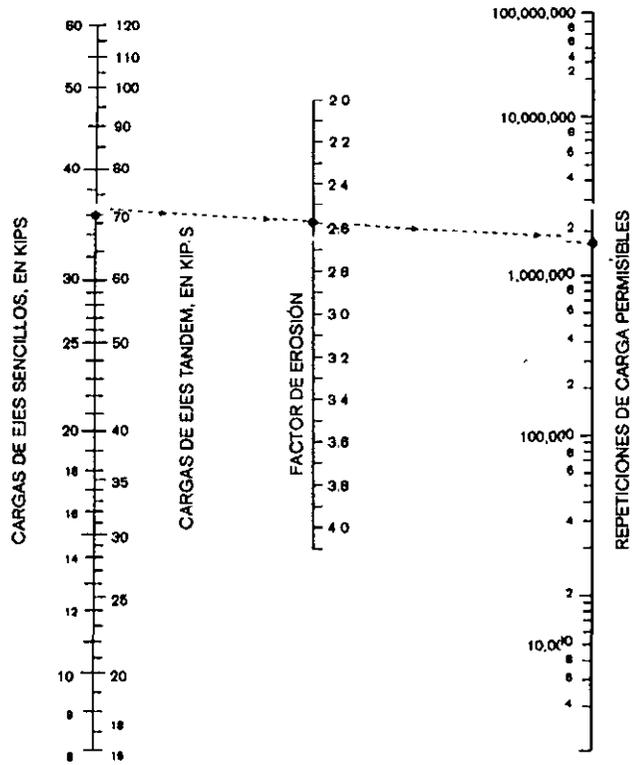


Figura 2.5.6 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, sin apoyo lateral).

Anterior Siguiente

Indice

Diseño

Tabla No. 2.5.9 - Factores de Erosión, para Pavimentos Con Pasajuntas y Con Apoyo Lateral.

Factores de Erosión - Con Pasajuntas - Con Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr
4.0	3.28	3.30	3.33	3.24	3.20	3.20	3.21	3.13	3.13	3.19	3.10	3.10	3.15	3.09	3.05	3.12	3.08	3.00
4.5	3.13	3.19	3.24	3.09	3.06	3.10	3.06	3.00	2.99	3.04	2.98	2.95	3.01	2.93	2.91	2.98	2.91	2.87
5.0	3.01	3.09	3.18	2.97	2.98	3.01	2.93	2.89	2.89	2.90	2.84	2.83	2.87	2.79	2.79	2.85	2.77	2.75
5.5	2.90	3.01	3.09	2.85	2.89	2.94	2.81	2.79	2.80	2.79	2.74	2.74	2.76	2.68	2.67	2.73	2.65	2.64
6.0	2.79	2.93	3.03	2.75	2.82	2.87	2.70	2.71	2.73	2.68	2.65	2.66	2.65	2.58	2.58	2.62	2.54	2.54
6.5	2.70	2.86	2.97	2.65	2.75	2.82	2.61	2.63	2.67	2.58	2.57	2.59	2.55	2.50	2.50	2.52	2.45	2.45
7.0	2.61	2.79	2.82	2.58	2.68	2.76	2.52	2.58	2.61	2.49	2.50	2.53	2.48	2.42	2.43	2.43	2.38	2.37
7.5	2.53	2.73	2.87	2.48	2.62	2.72	2.44	2.50	2.56	2.41	2.44	2.47	2.38	2.35	2.37	2.35	2.31	2.31
8.0	2.48	2.68	2.83	2.41	2.58	2.87	2.38	2.44	2.51	2.33	2.38	2.42	2.30	2.30	2.32	2.27	2.24	2.25
8.5	2.39	2.62	2.79	2.34	2.51	2.63	2.29	2.39	2.47	2.26	2.32	2.36	2.22	2.24	2.27	2.20	2.18	2.20
9.0	2.32	2.57	2.75	2.27	2.46	2.59	2.22	2.34	2.43	2.19	2.27	2.34	2.16	2.19	2.23	2.13	2.13	2.15
9.5	2.28	2.52	2.71	2.21	2.41	2.55	2.16	2.29	2.39	2.13	2.22	2.30	2.09	2.14	2.18	2.07	2.08	2.11
10.0	2.20	2.47	2.67	2.15	2.38	2.51	2.10	2.25	2.35	2.07	2.18	2.26	2.03	2.09	2.15	2.01	2.03	2.07
10.5	2.15	2.43	2.64	2.09	2.32	2.48	2.04	2.20	2.32	2.01	2.14	2.23	1.97	2.05	2.11	1.95	1.99	2.04
11.0	2.10	2.39	2.60	2.04	2.28	2.45	1.99	2.16	2.29	1.95	2.09	2.20	1.92	2.01	2.08	1.89	1.95	2.03
11.5	2.05	2.35	2.57	1.99	2.24	2.42	1.93	2.12	2.26	1.90	2.05	2.16	1.87	1.97	2.05	1.84	1.91	1.97
12.0	2.00	2.31	2.54	1.94	2.20	2.39	1.88	2.09	2.23	1.85	2.02	2.13	1.82	1.93	2.02	1.79	1.87	1.94
12.5	1.95	2.27	2.51	1.89	2.16	2.36	1.84	2.05	2.20	1.81	1.98	2.11	1.77	1.89	1.99	1.74	1.84	1.91
13.0	1.91	2.23	2.48	1.85	2.13	2.33	1.79	2.04	2.17	1.78	1.95	2.08	1.72	1.86	1.96	1.70	1.80	1.88
13.5	1.88	2.20	2.45	1.81	2.09	2.30	1.75	1.98	2.14	1.72	1.91	2.05	1.68	1.83	1.93	1.65	1.77	1.85
14.0	1.82	2.17	2.43	1.78	2.06	2.28	1.71	1.95	2.12	1.67	1.88	2.03	1.64	1.80	1.91	1.61	1.74	1.83

Tabla No. 2.5.10 - Factores de Erosión, para Pavimentos Sin Pasajuntas y Con Apoyo Lateral.

Factores de Erosión - Sin Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral.
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

Espesor de Losa (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr	Sen	Tán	Tr
4.0	3.45	3.49	3.50	3.42	3.39	3.38	3.38	3.32	3.30	3.36	3.29	3.25	3.32	3.26	3.21	3.28	3.24	3.16
4.5	3.32	3.39	3.40	3.28	3.28	3.28	3.24	3.19	3.18	3.22	3.18	3.13	3.19	3.12	3.08	3.15	3.09	3.04
5.0	3.20	3.30	3.32	3.16	3.18	3.19	3.12	3.09	3.08	3.10	3.05	3.03	3.07	3.00	2.97	3.04	2.97	2.93
5.5	3.10	3.22	3.26	3.05	3.10	3.11	3.01	3.00	3.00	2.99	2.95	2.94	2.96	2.90	2.87	2.93	2.86	2.83
6.0	3.00	3.15	3.20	2.95	3.02	3.05	2.90	2.92	2.92	2.88	2.87	2.86	2.85	2.81	2.79	2.83	2.77	2.74
6.5	2.91	3.08	3.11	2.86	2.96	2.99	2.81	2.85	2.86	2.79	2.79	2.78	2.78	2.73	2.72	2.74	2.68	2.67
7.0	2.83	3.02	3.08	2.77	2.90	2.94	2.73	2.78	2.80	2.70	2.72	2.73	2.68	2.68	2.65	2.65	2.61	2.60
7.5	2.75	2.97	3.05	2.70	2.84	2.89	2.65	2.72	2.75	2.62	2.66	2.67	2.60	2.59	2.59	2.57	2.54	2.54
8.0	2.69	2.92	3.01	2.60	2.79	2.84	2.57	2.67	2.70	2.55	2.61	2.62	2.52	2.53	2.54	2.50	2.48	2.48
8.5	2.63	2.88	2.97	2.56	2.74	2.80	2.51	2.62	2.65	2.46	2.55	2.58	2.45	2.48	2.49	2.43	2.43	2.43
9.0	2.57	2.83	2.94	2.50	2.70	2.77	2.44	2.57	2.61	2.42	2.51	2.53	2.39	2.43	2.44	2.38	2.38	2.36
9.5	2.51	2.79	2.91	2.44	2.65	2.73	2.38	2.53	2.58	2.36	2.48	2.49	2.33	2.38	2.40	2.30	2.33	2.34
10.0	2.46	2.75	2.88	2.39	2.61	2.70	2.33	2.49	2.54	2.30	2.51	2.46	2.27	2.34	2.36	2.24	2.28	2.29
10.5	2.41	2.72	2.85	2.33	2.58	2.67	2.27	2.45	2.51	2.24	2.38	2.42	2.21	2.30	2.32	2.19	2.24	2.26
11.0	2.36	2.69	2.83	2.28	2.54	2.65	2.22	2.41	2.48	2.19	2.34	2.39	2.16	2.26	2.29	2.14	2.20	2.22
11.5	2.32	2.65	2.80	2.24	2.51	2.62	2.17	2.37	2.45	2.14	2.31	2.38	2.11	2.22	2.25	2.09	2.16	2.19
12.0	2.28	2.62	2.78	2.19	2.48	2.59	2.13	2.34	2.54	2.10	2.27	2.33	2.06	2.19	2.23	2.01	2.13	2.16
12.5	2.24	2.59	2.78	2.15	2.45	2.57	2.09	2.31	2.40	2.06	2.24	2.31	2.02	2.15	2.20	1.99	2.10	2.13
13.0	2.20	2.55	2.74	2.11	2.42	2.55	2.04	2.28	2.38	2.01	2.21	2.28	1.98	2.15	2.17	1.95	2.06	2.10
13.5	2.16	2.53	2.72	2.08	2.39	2.53	2.00	2.25	2.35	1.97	2.18	2.26	1.93	2.09	2.15	1.91	2.03	2.07
14.0	2.13	2.51	2.70	2.04	2.36	2.51	1.97	2.23	2.33	1.93	2.15	2.24	1.89	2.08	2.12	1.87	2.00	2.05

Anterior Siguiente

Indice



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

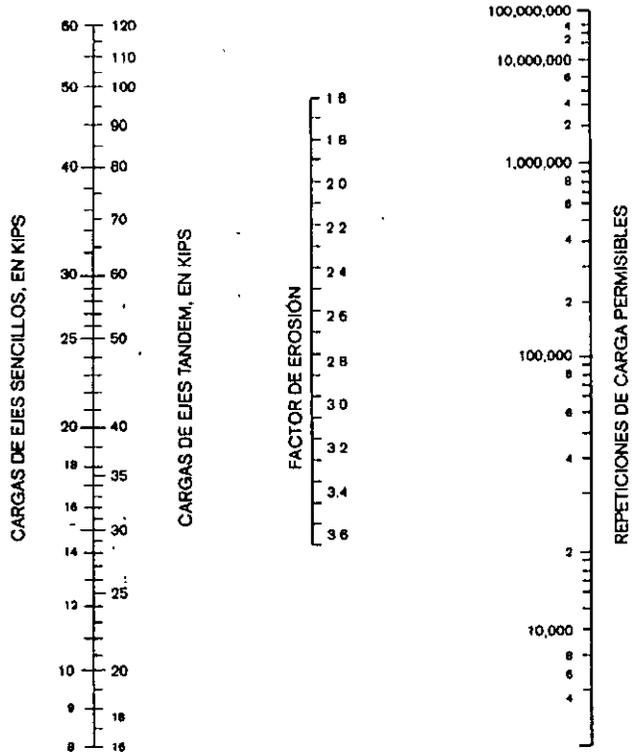


Figura 2.5.7 Análisis de Erosión. (Repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, con apoyo

Diseño

Ejemplo de Diseño por el Método de la PCA.

Datos

Vialidad Urbana de 2 sentidos y de 2 carriles por sentido
 Sin Apoyo Lateral, Con Pasajuntas
 Módulo de Ruptura (MR) del concreto = 650 psi
 Módulo de Sub-reacción del Suelo (k) = 100 pci
 Base granular de 20 cm
 Factor de seguridad de carga de 1.1

Datos del Tráfico

Periodo de diseño 20 años
 Tasa de crecimiento anual del tráfico 3.0 %

Se realizó un aforo durante varios días y además se promedió con el tráfico, ya conocido de otras vialidades en condiciones muy similares, resultando un tránsito promedio diario anual (TPDA) de 2,267 vehículos en una sola dirección, con la siguiente composición

Tabla 2.5.11 Tránsito promedio diario anual y su composición para el ejemplo de diseño PCA.

TIPO DE VEHICULO	TOTAL DIARIOS	% DEL TPDA	CARGADOS	VACIOS
A2	1,315	58.0%	100%	0%
A'2	433	19.1%	100%	0%
B2	168	7.4%	60%	40%
B4	52	2.3%	60%	40%
C2	202	8.9%	60%	40%
C3	25	1.1%	60%	40%
T2-S2	4	0.2%	60%	40%
T3-S2	55	2.5%	60%	40%
T3-S3	10	0.4%	60%	40%
T3-S2-R4	2	0.1%	60%	40%
	2,267	100.0%		

Solución:

Análisis del tráfico para conocer el número de repeticiones esperadas para cada eje

Tránsito pesado promedio diario anual (ADTT)

El método de la PCA descarta el tráfico ligero como los vehículos A' y A2, sin embargo para efectos de este ejemplo si los vamos a considerar en el diseño, aun sabiendo que su impacto es mínimo. Por lo que el ADTT equivale al tránsito promedio diario anual (TPDA) dado

Factor de Sentido

Dado que los datos del aforo son en un solo sentido, entonces el factor de sentido a emplear será de 1.00

Factor de Carril

En los datos generales del proyecto se menciona que la vialidad cuenta con 2 carriles por sentido, así que para determinar el factor de carril a emplear se utilizará la figura 2.5.4, entrando con el TPDA de 2,267 vehículos (incluyendo los ligeros), hasta encontrar la línea de 2 carriles en una dirección, de manera que obtenemos un 94% de vehículos circulando por el carril de la derecha un factor de carril de 0.94



Anterior Siguiente

Índice

Diseño

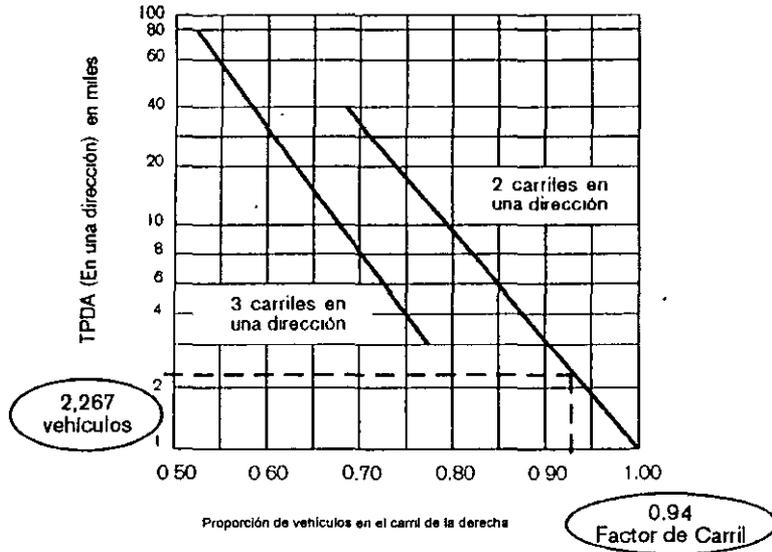


Figura 2.5.8 Cálculo del factor de carril para el ejemplo de diseño PCA

Factor de Crecimiento Anual

Para el cálculo del factor del crecimiento anual se emplean los datos de periodo de diseño igual a 20 años y la tasa de crecimiento anual de 3%, resultando un factor de crecimiento anual de 1.3435

$$fCA = \frac{(1 + 0.03)^{20} - 1}{(0.03)(20)} = 1.3435$$

Repeticiones Esperadas para cada Tipo de Eje

Ya que conocemos los tipos de vehículos y la cantidad de ellos (repeticiones esperadas) que van a circular sobre el pavimento, a continuación se separa la repetición para cada tipo de eje, esto es, para cada peso de eje (recordar que tenemos unos cargados y otros vacíos) y para cada tipo, ejes sencillos, tándem o tridem

Para efectos del ejemplo únicamente analizaremos un tipo de eje y presentaremos más adelante los resultados de todos los tipos de ejes

El eje sencillo de 6.6 kips únicamente interviene en el conjunto de ejes traseros del camión de 2 ejes (C2), cuando éste circula vacío, por lo que las repeticiones esperadas de este tipo de eje serán

En el Primer Año

$$Rep. Esperadas = (Rep. Diarias del eje) \times (\% Cargado \& Vacío) \times (Factor de Sentido) \times (Factor de Carril) \times (365)$$

$$Rep. Esperadas = 202 \times 0.40 \times 1.0 \times 0.94 \times 365$$

$$Rep. Esperadas = 27,722.48$$

En toda la Vida Útil

$$Rep. Esperadas = (Rep. 1er año) \times (Periodo de diseño) \times (Factor de Crecimiento Anual)$$

$$Rep. Esperadas = 27,722.48 \times 20 \times 1.3435$$

$$Rep. Esperadas = 744,903$$

Anterior Siguiente



Índice

Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Diseño

De igual manera, como se calcularon las repeticiones permisibles para el eje sencillo de 6.6 kips, se deberán analizar todos los tipos de ejes derivados de la composición vehicular del tránsito promedio diario anual. Los resultados de las repeticiones esperadas para todos los tipos de ejes que intervienen en nuestro proyecto se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 2.5.11 Repeticiones esperadas para cada tipo de eje en el ejemplo de diseño PCA

TIPO DE EJE	PESO EN KIPS	REPETICIONES AL AÑO	REPETICIONES EN LA VIDA ÚTIL
Sencillo	2.20	902,353	24,246,593
Sencillo	3.74	148,552	3,691,917
Sencillo	6.60	27,723	744,903
Sencillo	7.70	51,300	1,378,450
Sencillo	8.36	148,552	3,691,917
Sencillo	8.80	13,244	355,871
Sencillo	12.10	96,075	2,581,571
Sencillo	15.40	23,059	619,523
Sencillo	22.00	76,950	2,057,675
Tándem	7.04	288	7,736
Tándem	7.25	288	7,739
Tándem	7.70	288	7,739
Tándem	8.80	17,553	471,559
Tándem	9.80	3,378	90,714
Tándem	11.00	7,164	192,499
Tándem	15.40	10,746	288,749
Tándem	17.60	7,164	192,499
Tándem	30.80	10,746	288,749
Tándem	39.60	32,691	878,419
Tándem	44.00	1,400	37,619
Tándem	49.50	2,100	58,428

* El peso por eje, de los ejes tándem, se deberá dividir entre tres para poder emplear la escala de los ejes sencillos en los nomogramas de repeticiones permisibles, tanto de fatiga como de erosión (figuras 2.5.5, 2.5.6 y 2.5.7)

Cálculo del Módulo de Sub-Reacción (k) de Diseño

El valor de k = 100 pci es del terreno natural y como tenemos una base granular de 20 cms, la k se modifica, resultando la k del conjunto suelo - subbase con un valor de 153.33 pci (=150 pci para simplificar el ejemplo), de acuerdo a la siguiente tabla

Tabla 2.5.12 Cálculo de la k de conjunto suelo-subbase para el ejemplo de diseño PCA.

k Suelo - Sub-base (pci)				
k del Suelo (pci)	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	9"	12"
50	85	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430



Diseño

Esfuerzo Equivalente

Con los datos de un espesor inicial de 8.5" y una k de diseño de 150 pci, entramos a la siguiente tabla para encontrar los esfuerzos equivalentes para los ejes sencillo, tandem y tridem, resultando de 234, 208 y 158 respectivamente

Tabla 2.5.12 Cálculo del esfuerzo equivalente para los ejes sencillos, tandem y tridem en el ejemplo de diseño PCA

Esfuerzo Equivalente - Sin Apoyo Lateral
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																				
	50			100			150			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri			
4.0	825	670	510	726	585	453	671	542	437	634	516	428	564	468	418	523	457	414	484	443	412
4.5	690	588	439	618	500	380	571	460	359	540	435	349	468	406	339	488	378	331	417	383	328
5.0	602	518	387	531	435	323	493	399	305	457	378	293	432	349	282	390	321	272	383	307	269
5.5	526	461	347	464	387	280	431	353	266	406	331	253	379	305	240	343	278	230	320	264	228
6.0	465	418	315	411	348	261	382	318	237	352	288	223	336	271	209	304	248	198	285	232	193
6.5	417	380	289	367	317	233	341	286	214	314	267	201	300	244	189	273	220	173	256	207	168
7.0	375	349	267	331	290	219	307	262	198	292	244	183	272	222	167	248	199	154	231	186	148
7.5	340	323	247	300	268	203	279	241	181	265	224	168	248	203	153	224	181	139	210	169	132
8.0	311	300	230	274	249	189	255	223	168	242	208	155	225	188	141	205	167	126	192	155	120
8.5	285	281	215	252	232	178	234	208	158	222	193	145	208	174	131	188	154	118	177	143	109
9.0	264	264	200	232	218	166	218	195	148	205	181	138	190	163	122	174	144	108	163	133	101
9.5	245	248	187	215	206	157	200	183	140	190	170	129	178	153	115	161	134	101	151	124	93
10.0	228	235	174	200	193	148	189	173	132	177	160	122	164	144	108	150	126	95	141	117	87
10.5	213	222	163	187	183	140	174	164	126	165	151	115	153	138	103	140	119	89	132	110	82
11.0	200	211	153	175	174	132	163	155	119	154	143	110	144	126	98	131	113	85	123	104	78
11.5	188	201	142	165	165	125	153	148	113	145	136	104	135	122	93	123	107	80	116	98	74
12.0	177	192	133	155	158	119	144	141	108	137	130	100	127	116	89	118	102	77	106	93	70
12.5	168	183	123	147	151	113	136	135	103	129	124	95	120	111	85	109	97	73	103	89	67
13.0	159	178	114	139	144	107	129	129	98	122	119	91	113	106	81	103	93	70	97	85	64
13.5	152	168	105	132	138	101	122	123	93	116	114	87	107	102	78	98	89	67	92	81	64
14.0	144	162	97	125	133	96	116	118	89	110	108	83	102	96	75	93	85	65	88	78	59

Relación de Esfuerzos

La relación de esfuerzos se calcula dividiendo el esfuerzo equivalente entre el módulo de ruptura, por lo que la relación de esfuerzos para los ejes sencillos será de 0.36, para los ejes tandem de 0.32 y finalmente para los ejes tridem de 0.24

Análisis de Fatiga

Para calcular las repeticiones permisibles para cada tipo de eje, por el análisis por fatiga, se emplea un nomograma, el peso y tipo del eje, así como su relación de esfuerzos

En el caso del eje sencillo de 22 kips, se entra a la figura con la carga ya multiplicada por su factor de seguridad, la carga en el eje será de 24.2 kips, se une con el valor de relación de esfuerzo de 0.36, de manera que uniendo los dos puntos con una línea recta y extendiéndola hasta la escala de repeticiones permisibles, encontramos el valor de 3'300,000 de repeticiones permisibles para eje en específico

Este mismo procedimiento se hace para todos los ejes y se van anotando las repeticiones permisibles encontradas en la columna 4 del formato de hoja de cálculo para el diseño de espesores que se presenta en la figura 2.5.9. A continuación se detallan de manera gráfica las repeticiones



Diseño

permisibles para un solo tipo de eje (el eje sencillo de 24 2 kips) El resto de los ejes ya presentan los resultados de repeticiones permisibles en la columna 4 de la figura 2.5.9

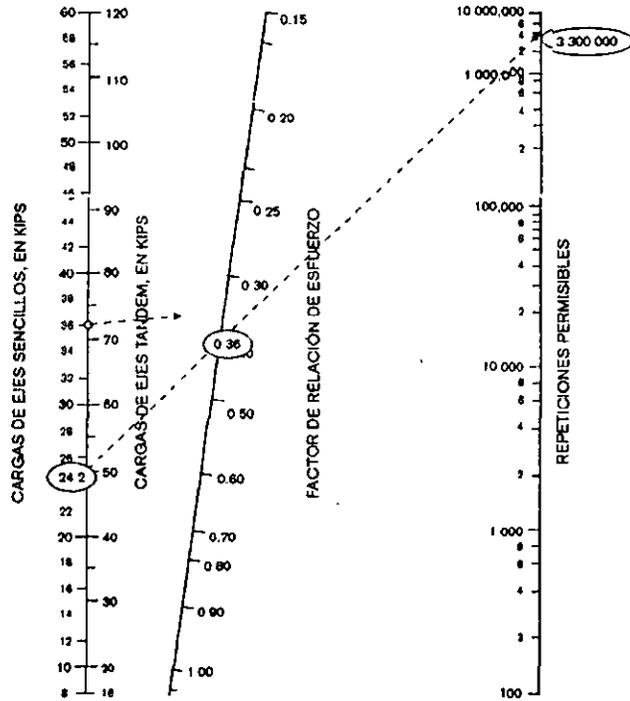


Figura No. 2.5.9 Repeticiones esperadas para el eje sencillo de 24 2 kips, en el ejemplo de diseño PCA.

En el caso de los ejes tandem, la carga total se divide entre tres y el resultado es el valor de carga que se usa en la escala de ejes sencillos para el cálculo de repeticiones permisibles, usando su correspondiente factor de esfuerzo equivalente

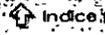
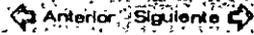
Una vez calculadas todas las repeticiones permisibles, se procede a calcular el % de daño por fatiga. Esto se hace expresando como porcentaje la relación entre las repeticiones esperadas y las repeticiones permisibles, por ejemplo, para el caso del eje sencillo de 24 2 kips tenemos 2'067,675

repeticiones esperadas contra un total de 3.300.000 de repeticiones permisibles, por lo que el % de daño de ese eje equivale a un 62.7% de daño por fatiga

Análisis por Erosión

En el análisis por erosión se calcula primero el factor de erosión, empleando las tablas correspondientes, dependiendo si se cuenta o no con pasajuntas y, además, si se tiene o no apoyo lateral, encontrándose un factor de erosión para cada tipo de eje (sencillo, tandem y tridem)





Diseño

En este ejemplo se utiliza la tabla 2.5.7, que le corresponde a los pavimentos con pasajuntas y sin apoyo lateral. Con los datos de espesor igual a 8.5" y un k = 150 encontramos, como se muestra en la tabla 2.5.13, los valores de factor de erosión de 2.73 para los ejes sencillos, de 2.90 para los ejes tandem y 3.03 para los ejes tridem.

Tabla 2.5.13 Cálculo del factor de erosión para un pavimento con pasajuntas y sin apoyo lateral, para el ejemplo de diseño PCA

Factores de Erosión- Con Pasajuntas - Sin Apoyo Lateral
Eje Sencillo / Eje Tandem / Eje Tridem.

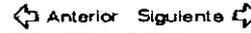
Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tan	Tr	Sen	Tan	Tr	Sen	Tan	Tr	Sen	Tan	Tr	Sen	Tan	Tr	Sen	Tan	Tr
4.0	3.74	3.63	3.63	3.73	3.70	3.82	3.72	3.75	3.75	3.71	3.73	3.70	3.70	3.70	3.61	3.68	3.67	3.53
4.5	3.69	3.70	3.76	3.67	3.65	3.69	3.66	3.61	3.62	3.55	3.56	3.57	3.54	3.55	3.50	3.62	3.53	3.44
5.0	3.45	3.58	3.66	3.42	3.48	3.50	3.41	3.45	3.48	3.40	3.42	3.40	3.40	3.40	3.38	3.40	3.34	
5.5	3.33	3.47	3.56	3.29	3.36	3.40	3.28	3.33	3.36	3.27	3.30	3.30	3.26	3.26	3.26	3.26	3.25	
6.0	3.22	3.38	3.51	3.18	3.26	3.31	3.17	3.23	3.26	3.15	3.20	3.21	3.14	3.17	3.18			
6.5	3.11	3.29	3.44	3.09	3.22	3.33	3.07	3.16	3.23	3.08	3.13	3.18	3.05	3.10	3.12	3.03	3.07	3.08
7.0	3.02	3.21	3.37	2.99	3.14	3.26	2.97	3.06	3.16	2.95	3.05	3.10	2.95	3.01	3.04	2.94	2.98	3.00
7.5	2.93	3.14	3.31	2.91	3.06	3.20	2.88	3.00	3.09	2.87	2.97	3.03	2.86	2.93	2.97	2.84	2.90	2.93
8.0	2.85	3.07	3.26	2.82	2.98	3.14	2.80	2.93	3.03	2.78	2.89	2.97	2.77	2.85	2.90	2.76	2.82	2.85
8.5	2.77	3.01	3.20	2.74	2.93	3.09	2.72	2.86	2.97	2.71	2.82	2.91	2.69	2.78	2.84	2.68	2.75	2.79
9.0	2.70	2.96	3.15	2.67	2.87	3.05	2.65	2.80	2.92	2.63	2.78	2.86	2.62	2.71	2.78	2.61	2.68	2.73
9.5	2.63	2.90	3.11	2.60	2.81	2.99	2.58	2.74	2.87	2.56	2.70	2.81	2.55	2.65	2.73	2.54	2.62	2.68
10.0	2.56	2.85	3.05	2.54	2.78	2.94	2.51	2.66	2.83	2.50	2.64	2.76	2.48	2.59	2.68	2.47	2.58	2.63
10.5	2.5	2.8	3.0	2.5	2.7	2.9	2.5	2.6	2.8	2.44	2.59	2.72	2.42	2.54	2.64	2.41	2.51	2.58
11.0	2.4	2.7	2.9	2.4	2.7	2.8	2.4	2.6	2.8	2.38	2.54	2.68	2.38	2.49	2.59	2.35	2.45	2.54
11.5	2.3	2.7	2.8	2.3	2.6	2.8	2.3	2.6	2.8	2.32	2.49	2.64	2.30	2.44	2.55	2.29	2.40	2.50
12.0	2.33	2.68	2.91	2.30	2.58	2.79	2.28	2.49	2.67	2.26	2.44	2.60	2.25	2.39	2.51	2.23	2.36	2.46
12.5	2.28	2.64	2.87	2.25	2.54	2.75	2.23	2.45	2.63	2.21	2.40	2.58	2.19	2.35	2.48	2.18	2.31	2.42
13.0	2.23	2.61	2.84	2.20	2.50	2.72	2.18	2.41	2.60	2.16	2.38	2.53	2.14	2.30	2.44	2.13	2.27	2.39
13.5	2.18	2.57	2.81	2.15	2.47	2.68	2.13	2.37	2.58	2.11	2.32	2.49	2.09	2.28	2.41	2.08	2.23	2.35
14.0	2.13	2.54	2.78	2.11	2.43	2.65	2.08	2.34	2.53	2.07	2.29	2.46	2.05	2.23	2.38	2.03	2.19	2.32

Ahora, con los valores de factor de erosión, con las diferentes cargas en el eje y con ayuda de la figura correspondiente (que en este ejemplo es la figura para pavimentos sin apoyo lateral), encontramos las diferentes repeticiones permisibles por erosión.

Para efectos del ejemplo, únicamente se explicará el caso del eje sencillo de 24.2 kips y con su correspondiente factor de erosión de 2.73. Se obtiene un número de repeticiones esperadas igual a 6'500 000, como podemos ver en la figura 2.5.10.

Empleando la misma figura (figura 2.5.6 para el cálculo de las repeticiones permisibles por el análisis de erosión, para pavimentos sin apoyo lateral) se deberán determinar las repeticiones esperadas.

para el resto de los ejes, recordando que en el caso de los ejes tridem, la carga total del eje se deberá dividir entre 3, después multiplicar por el factor de seguridad de carga y el resultado es la carga que se considera en la gráfica, en la escala de los ejes sencillos.



Anterior Siguiente

Índice

Diseño

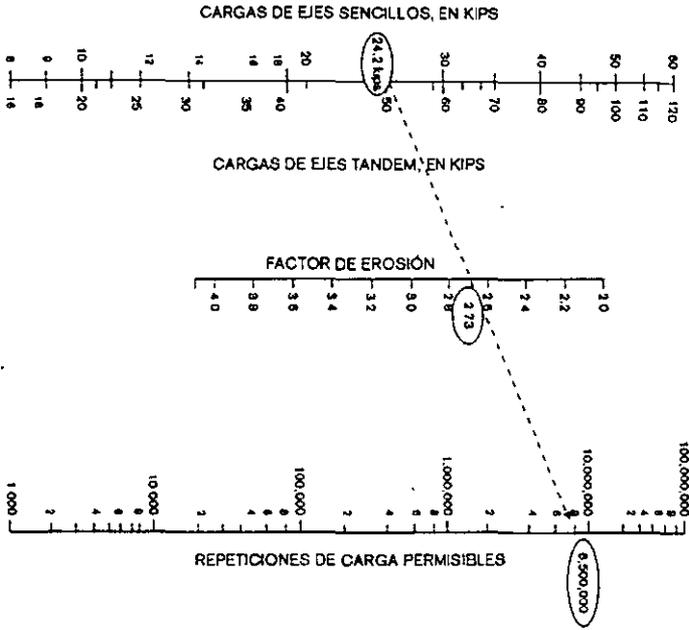


Figura 2.5.10 Cálculo de las repeticiones permisibles por erosión para el eje sencillo de 24.2 kips, en el ejemplo de diseño de la PCA.

Anterior Siguiente



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos

Índice

Anterior Siguiente

Indice

Diseño

Resultados

Los resultados de todas las repeticiones permisibles de todos los tipos de ejes y los totales de daño, tanto por fatiga como por erosión, se muestran a continuación

Tabla 2.5.14 Resultados del tanteo con 6.5" de espesor de pavimento, para el ejemplo de diseño del método PCA

Cálculo de Espesor de Pavimento.

Proyecto Ejemplo de diseño PCA

Espesor inicial	8.5 in	Pasajuntas	SI	NO
Módulo de reacción K, de la subrasante	150 pci	Apoyo lateral	SI	NO
Módulo de ruptura MR	650 psi	Periodo de diseño (años)	20	
Factor de seguridad de carga, LSF	1.1	Comentarios		

Ø de base granular

Carga del eje en kips	Multiplicada por LSF	Repeticiones Esperadas	Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Repeticiones Permisible (FIG 2.5.5)	% de Fatiga	Repeticiones permisibles (FIG 2.5.6)	% de Daño
1	2	3	4	5	6	7

8 Esfuerzo equivalente 234
9 Factor de relación de esfuerzo 0.360
10 Factor de Erosión 2.73

2.2	2.4	24,248,583	ilimitadas	0	ilimitadas	0
3.74	4.1	3,991,917	ilimitadas	0	ilimitadas	0
6.6	7.9	744,803	ilimitadas	0	ilimitadas	0
7.7	8.5	1,378,450	ilimitadas	0	ilimitadas	0
8.96	9.2	3,991,917	ilimitadas	0	ilimitadas	0
8.8	9.7	355,871	ilimitadas	0	ilimitadas	0
12.1	13.3	2,581,571	ilimitadas	0	ilimitadas	0
15.4	16.9	619,523	ilimitadas	0	ilimitadas	0
22	24.2	2,067,675	3,300,000.00	62.7	6,500,000	31.81
Sub Total Ejes Sencillos			62.7		31.81	

11. Esfuerzo equivalente 208
12. Factor de relación de esfuerzo 0.320
13 Factor de Erosión 2.80

7.04	7.7	7,739	ilimitadas	0	ilimitadas	0
7.25	8.0	7,739	ilimitadas	0	ilimitadas	0
7.7	8.5	7,739	ilimitadas	0	ilimitadas	0
8.8	9.7	471,655	ilimitadas	0	ilimitadas	0
9.9	10.9	90,714	ilimitadas	0	ilimitadas	0
11	12.1	192,499	ilimitadas	0	ilimitadas	0
15.4	16.9	288,749	ilimitadas	0	ilimitadas	0
17.6	18.4	192,499	ilimitadas	0	ilimitadas	0
30.8	33.9	209,749	ilimitadas	0	25,000,000	1.15
39.9	43.6	878,419	ilimitadas	0	3,800,000	22.52
Sub Total Ejes Tandem				0.00		23.87

14 Esfuerzo equivalente 158
15 Factor de relación de esfuerzo 0.243
16 Factor de Erosión 3.03

= 11.00/3	4.0	37,619	ilimitadas	0	ilimitadas	0
= 49.5/3	18.2	56,428	ilimitadas	0	4,800,000	1.17
Sub Total Ejes Tridem				0.00		1.17

TOTAL FATIGA 62.6
TOTAL EROSIÓN 56.6

Anterior Siguiente

Indice



Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001**

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN
LÍNEA
(CIDEL)**

**CURSO
VÍAS TERRESTRES**

CV127

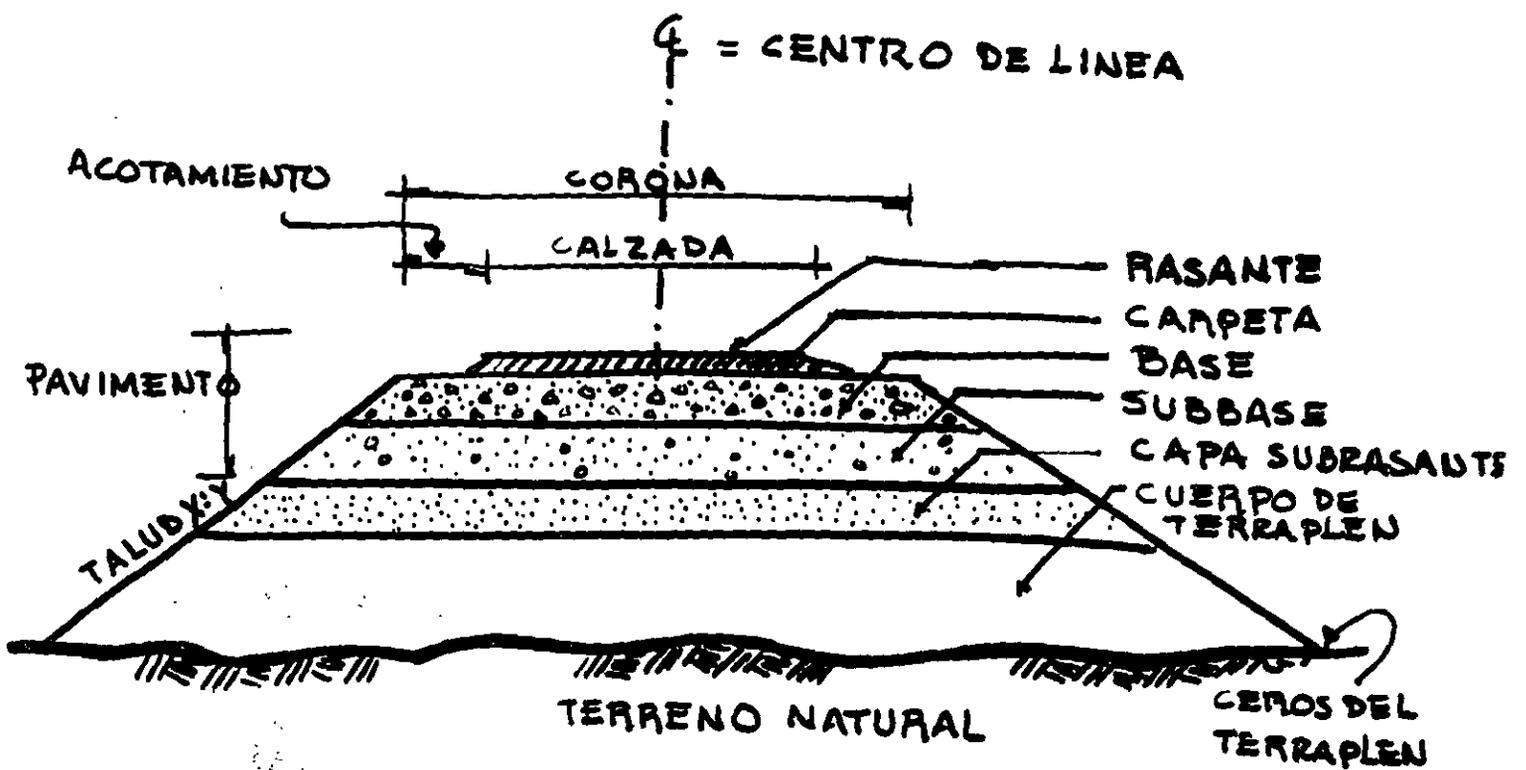
DEL 19 AL 23 DE SEPTIEMBRE DEL 2005

**Instructores:
Ing. Miguel Sánchez Mejía**

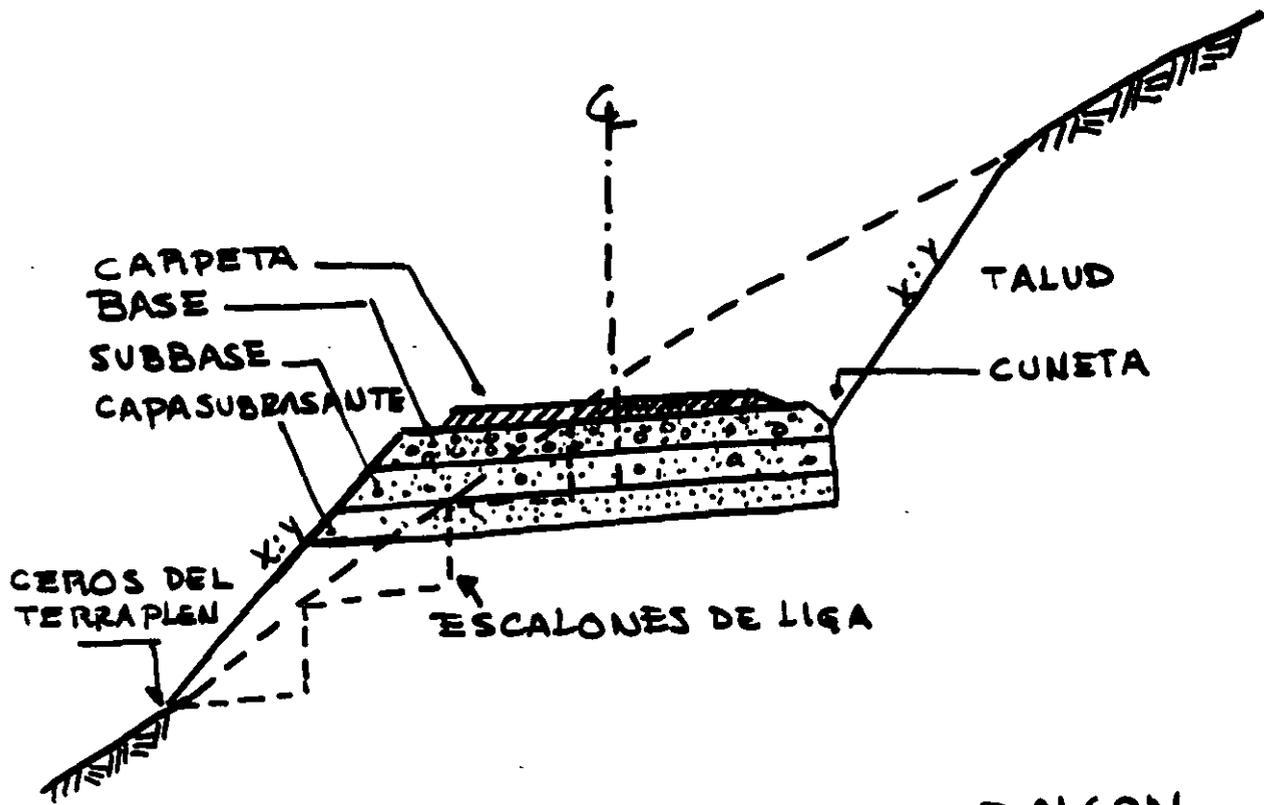
COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

- SECCIONES ESTRUCTURALES DE PAVIMENTOS

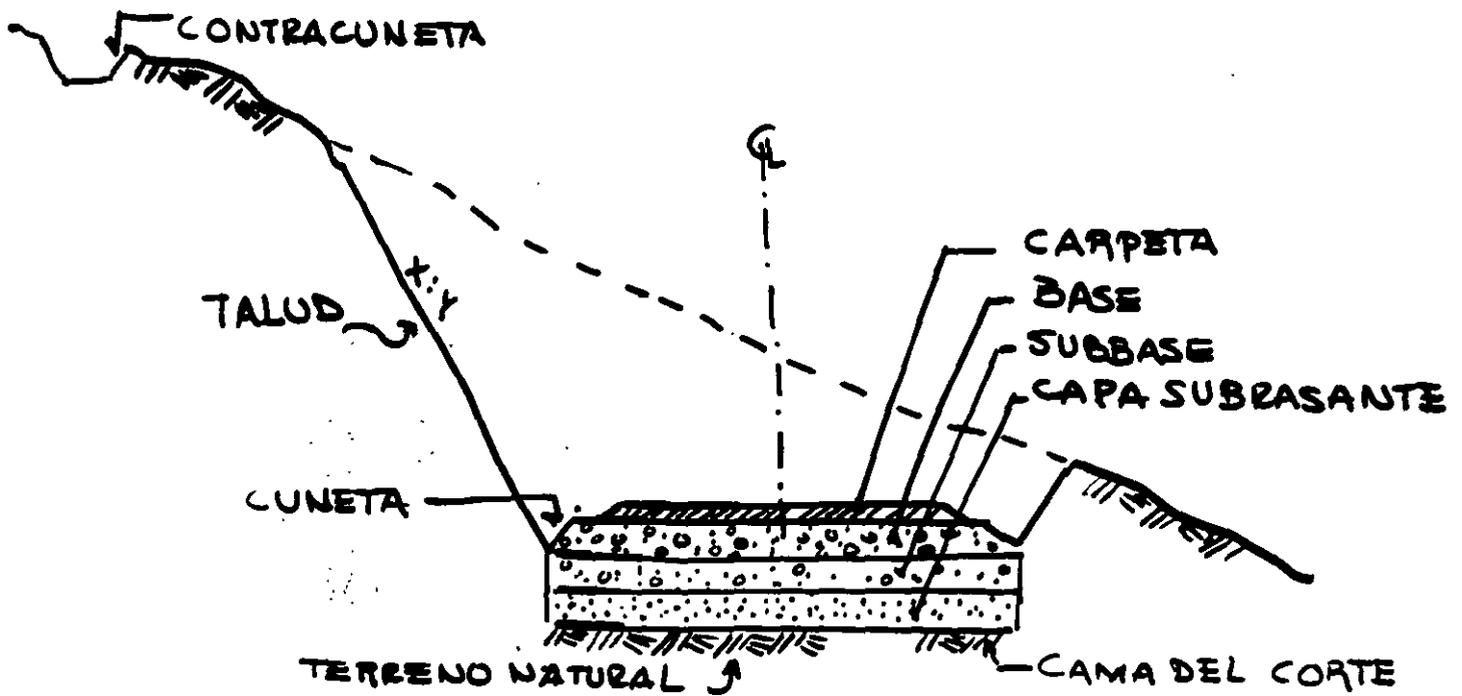
- TERRAPLEN
- CORTE EN CAJÓN
- CORTE EN BALCÓN
- PELO DE TIERRA



SECCION EN TERRAPLEN



SECCION DE CORTE EN BALCON



SECCION DE CORTE EN CAJON

→ CAPAS QUE INTEGRAN AL CAMINO

- CUERPO DE TERRAPLEN. PARTE DEL CAMINO DONDE SE APOYA LA CAPA SUBRASANTE
- CAPA SUBRASANTE . CAPA COLOCADA ENTRE EL CUERPO DE TERRAPLEN Y EL PAVIMENTO , SIRVE DE TRANSICIÓN
- PAVIMENTO . ^{CAPA. O} CONJUNTO DE CAPAS DE MATERIALES SELECCIONADOS, QUE RECIBEN EN FORMA DIRECTA LAS CARGAS DEL TRÁNSITO Y LAS TRANSMITEN A LAS CAPAS INFERIORES, DISTRIBUYENDOLAS CON UNIFORMIDAD, SIN QUE LA CAPA SUBRASANTE SE DEFORME DE MANERA PERJUDICIAL PARA EL DRENAJE SUPERFICIAL
- CARPETA . CAPA SUPERIOR DEL PAVIMENTO. CONTIENE A LA SUPERFICIE DE RODADURA

→ TIPOS DE CARPETA

- ELABORADA CON
ASFALTO

• DE RIEGOS

• UN RIEGO

• DOS RIEGOS

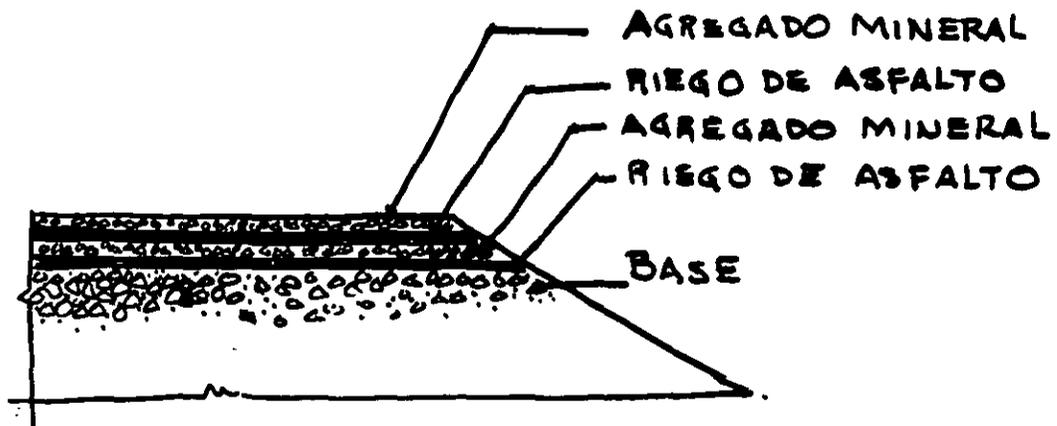
• TRES RIEGOS

• CONCRETO
ASFALTICO

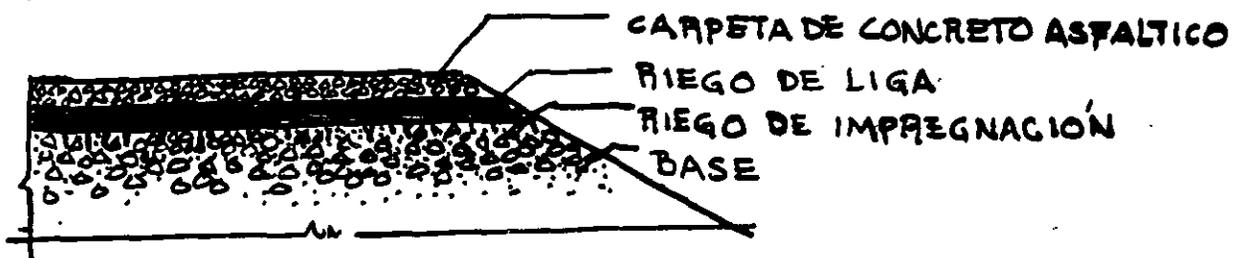
• ELABORADA EN PLANTA
Y EN CALIENTE

• ELABORADA EN
FRIO (EN EL LUGAR)

- ELABORADA CON CONCRETO HIDRAULICO



CARPETA DE DOS RIEGOS



CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO

- RIEGO ASFALTICO DE IMPRIMACION O IMPREGNACION:

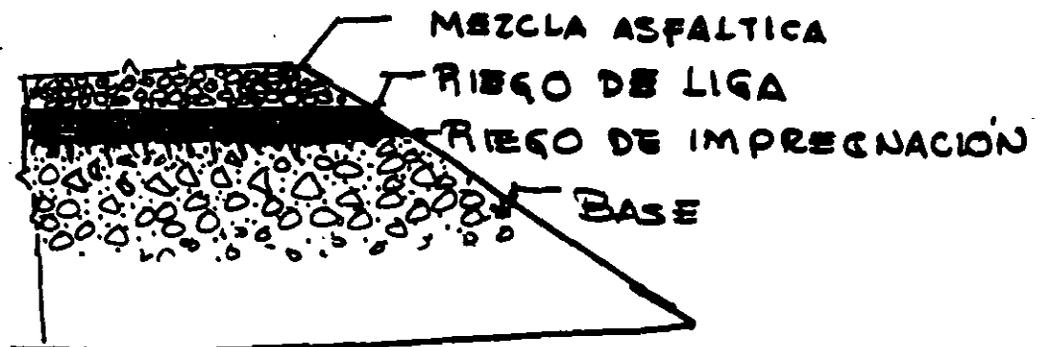
APLICACION DE ASFALTO LIQUIDO A UNA SUPERFICIE ABSORBENTE DEL CAMINO, CUYO OBJETIVO ES PENETRAR EN LA SUPERFICIE PARA CERRAR LOS VACIOS CAPILARES; CUBRIR Y LIGAR EL POLVO Y LAS PARTÍCULAS MINERALES SUeltas, PARA HACER MAS DURA Y RESISTENTE LA SUPERFICIE Y MEJORAR LA ADHERENCIA ENTRE ÉSTA Y LA CARPETA.



- RIEGO ASFALTICO DE LIGA:

APLICACION DE UN MATERIAL ASFALTICO SOBRE UNA SUPERFICIE IMPREGNADA

OBJETIVO: ASEGURAR LA LIGA ENTRE LA SUPERFICIE IMPREGNADA Y LA CARPETA ASFALTICA

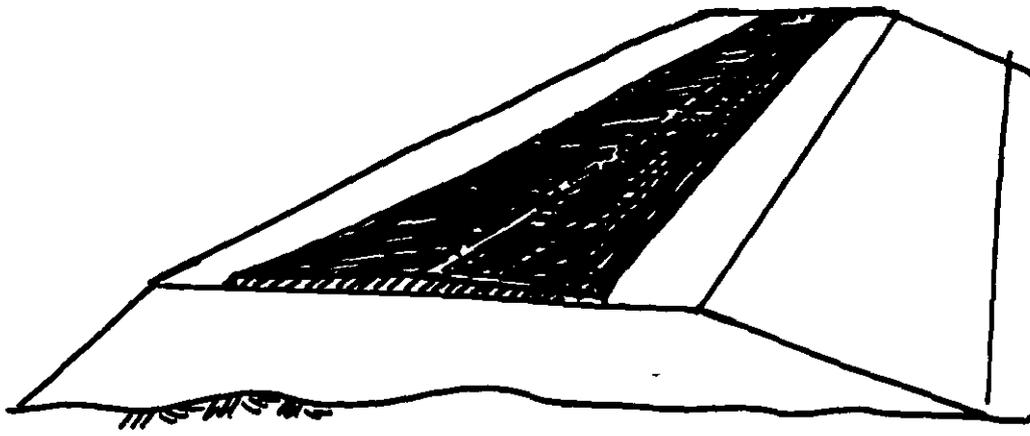


→ TIPOS DE BASES

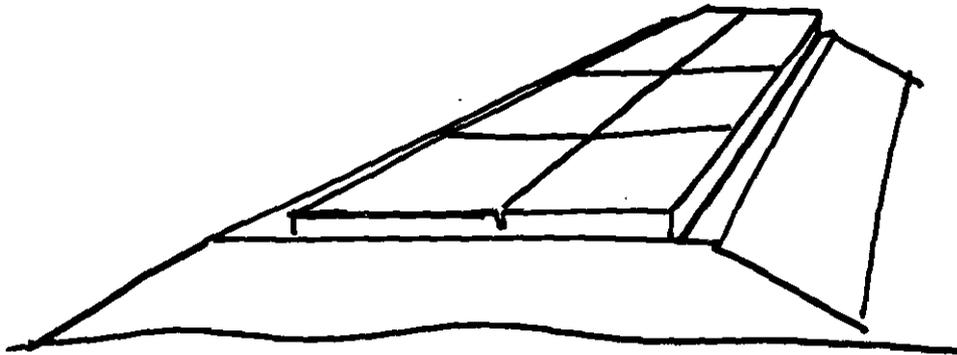
- HIDRAULICA: FORMADA CON SUELOS GRANULARES
- CON CEMENTO HIDRAULICO Y SUELOS GRANULARES
 - MEJORADA < 5% EN PESO DE CEMENTO HIDRAULICO. EL OBJETIVO ES DISMINUIR LA PLASTICIDAD
 - ESTABILIZADA. ENTRE EL 6 Y 8% EN PESO DE CEMENTO HIDRAULICO. OBJETIVO: AUMENTAR LA RESISTENCIA
 - CONCRETO POBRE. PORCENTAJE DE CEMENTO PARA LOGRAR RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (f'_c) = 150 kg/cm² A LOS 28 DIAS DE EDAD (ENTRE 10 Y 18%)
- ASFALTICA: ELABORADA CON ASFALTO Y SUELOS GRANULARES

II... TIPOS DE PAVIMENTOS

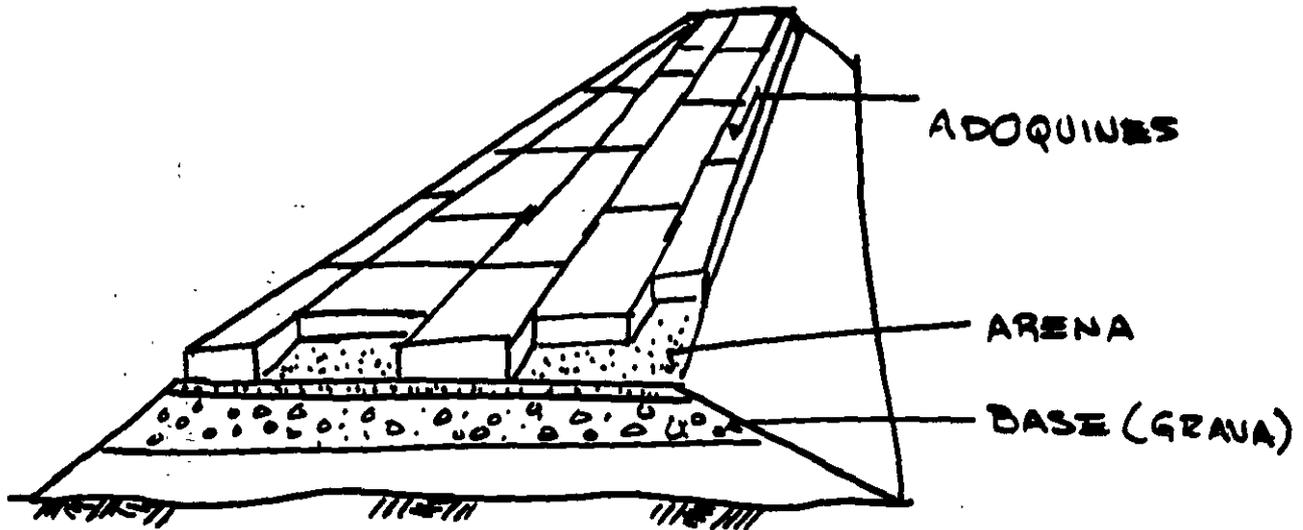
- FLEXIBLES: TIENEN COMO SUPERFICIE DE RODADURA UNA CAPA ELABORADA CON ASFALTO Y MATERIAL PETREO (COMUNMENTE LLAMADA CARPETA)
- RIGIDOS: LA SUPERFICIE DE RODADURA ES UNA LOSA DE CONCRETO HIDRAULICO
- SEMIRÍGIDOS: LA CARPETA ASFALTICA SE APOYA EN UNA BASE ESTABILIZADA CON ASFALTO O CEMENTO HIDRAULICO
- DE ADOQUINES: LA SUPERFICIE DE RODADURA FORMA PARTE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS. ESTE TIPO DE PAVIMENTO SE UTILIZA EN CALLES DE ZONAS URBANAS Y ESTACIONAMIENTOS CON BAJOS NIVELES DE TRANSITO



PAVIMENTO FLEXIBLE



PAVIMENTO RIGIDO



PAVIMENTO DE ADOQUINES

BASE

- CARACTER ECONOMICO
- TRANSMITE ESFUERZOS A LA SB Y SA
- FUNCIONA COMO MATERIAL DE FILTRO
- IMPIDE LA ASCENSION CAPILAR

CARPETA

- PROPORCIONAR SUPERFICIE CÓMODA Y SEGURA, CON EL COLOR APROPIADO PARA EVITAR EL REFLEJO DE LA LUZ
- RESISTENTE A EFECTOS ABASIVOS DEL TRANSITO SIN FALLAR Y SIN DEFORMACIONES PERMANENTES
- CAPAZ DE SOPORTAR LOS ATAQUES DE INTEMPERISMO

→ FUNCIONES DEL PAVIMENTO

• PROPORCIONAR
AL USUARIO

- SUPERFICIE DE RODAMIENTO COMODA Y SEGURA
- SUPERFICIE RESISTENTE A LAS CARGAS, AL MEDIO AMBIENTE Y QUE TENGA BAJAS DEFORMACIONES ($< 2.5 \text{ cm}$)

→ FUNCIONES DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO

SUBBASE <

- CARACTER ECONOMICO, PERMITE REDUCIR EL ESPESOR DE LA BASE
- SIRVE DE TRANSICION ENTRE EL MATERIAL DE BASE Y LA SUBRASANTE (IMPIDE LA INCRUSTACION DE LA BASE EN LA SR)
- ABSORBE DEFORMACIONES PERJUDICIALES EN LA SR
- SIRVE COMO DREN
- IMPIDE LA ASCENSION CAPILAR

CAMINO TIPO

A : PERMITEN LA CIRCULACION DE TODOS LOS VEHICULOS

A4 : CUATRO CARRILES

A2 : DOS CARRILES

B : FORMAN LA RED PRIMARIA

B4 : CUATRO CARRILES

B2 : DOS CARRILES

C : RED SECUNDARIA (ESTABLECE CONEXION CON LA RED PRIMARIA)

D : RED ALIMENTADORA. SE ENCUENTRA EN EL AMBITO ESTATAL, CONECTA A LA RED SECUNDARIA

CONCEPTO		UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																														
			E					D					C					B					A										
TOPA EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		UNIDAD	HASTA 100					100 a 500					500 a 1500					1500 a 3000					MAS DE 3000										
TERRENO			MONTAÑOSO LOMERO PLANO																														
VELOCIDAD DE PROYECTO		km/h	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	90	100	110	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA		m	30	40	55	75	95	30	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	135	155	175	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE		m	-	-	-	-	-	135	100	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495	
GRADO MAXIMO DE CURVATURA		°	60	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	
CURVAS	K	CRESTA	m/%	4	7	12	23	35	3	4	8	14	20	4	8	14	20	31	43	57	8	14	20	31	43	57	72	14	20	31	43	57	72
		COLUMPO	m/%	4	7	10	15	20	4	7	10	15	20	7	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25	31	37	43
VERTICALES		LONGITUD MINIMA	m	20	30	30	40	40	20	30	30	40	40	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA		%	7					6					5					4					3										
PENDIENTE MAXIMA		%	13					12					7					6					5										
LONGITUD CRITICA		m	VER FIG. No 004-4					VER FIG. No 004-4					VER FIG. No 004-4					VER FIG. No 004-4					VER FIG. No 004-4										
ANCHO DE CALZADA		m	4.0					6.0					6.0					7.0					7.5										
ANCHO DE CORONA		m	4.0					6.0					7.0					8.0					8.5										
ANCHO DE ACOTAMIENTOS		m	-					-					0.5					1.0					1.5										
ARENO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL		m	-					-					-					-					-										
BOMBEO		%	3					3					2					2					2										
SOBREELEVACION MAXIMA		%	10					10					10					10					10										
CORRECCIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO		%	VER TABLA No 004-6					VER TABLA No 004-6					VER TABLA No 004-6					VER TABLA No 004-7					VER TABLA No 004-8										
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES		m	VER TABLA No 004-6					VER TABLA No 004-6					VER TABLA No 004-6					VER TABLA No 004-7					VER TABLA No 004-8										

TABLA 002-1 CLASIFICACION Y CARACTERISTICAS DE LAS CARRETERAS

III. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO

III.1 CLIMA

III.2. TRANSITO

III.3. DRENAJE Y SUBDRENAJE

III.4. TERRENO DE CIMENTACION

III.5. BANCOS DE MATERIALES

III.6. CRITERIOS DE DETERIORO

III.1 CLIMA

• PRECIPITACION PLUVIAL

{

- DRENAJE SUPERFICIAL
- DRENAJE SUBTERRANEO

• TEMPERATURA

{

- BAJA { CONGELAMIENTO. (POCO CRITICA EN MEXICO)
- ALTA { SE DEBEN USAR ASFALTOS ESPECIALES
- INDUCEN ESFUERZOS IMPORTANTES EN LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO

III. 2. TRANSITO

- PRODUCE LAS CARGAS EN EL PAVIMENTO
- INTERESA CONOCER
 - VOLUMEN Y COMPOSICIÓN DEL TRANSITO
 - MAGNITUD DE LAS CARGAS
 - PRESION DE INFLADO DE LLANTAS
 - AREA DE CONTACTO DE LLANTAS
 - NUMERO Y ARREGLO DE EJES
 - FRECUENCIA Y NUMERO DE REPETICIONES
 - TASA DE CRECIMIENTO (F)
 - VELOCIDAD DE APLICACION DE LAS CARGAS
- NO ES FACIL REPRODUCIR EN EL LABORATORIO LAS CONDICIONES DEL TRANSITO QUE ACTUAN EN EL PAVIMENTO

. METODOS DE DISEÑO PRACTICAMENTE EMPIRICOS

. TRAMOS EXPERIMENTALES

- AASHTO (OTAWA ILLINOIS)

- MINNESSOTA

- INST. DE ING. DE LA UNAM
(PISTA CIRCULAR)

DEFINICIONES

. VOLUMEN DE TRANSITO : NUMERO DE VEHICULOS QUE PASAN POR UN TRAMO DE CARRETERA EN UN INTERVALO DE TIEMPO

. TDPA : TRANSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL .
PROMEDIO ARITMETICO DEL NUMERO DE VEHICULOS QUE PASAN POR UN LUGAR DADO DURANTE UN AÑO

. TDPM : TRANSITO DIARIO PROMEDIO MENSUAL
PROMEDIO ARITMETICO DEL NUMERO DE VEHICULOS QUE PASAN POR UN LUGAR DURANTE UN MES

• TH ó VH: TRANSITO HORARIO O VOLUMEN HORARIO
NUMERO DE VEHICULOS QUE PASAN EN UNA HORA

• THMA: TRANSITO HORARIO MAXIMO ANUAL. NUMERO
MAXIMO DE VEHICULOS QUE PASAN POR UN
LUGAR DURANTE UNA HORA EN UN AÑO
DETERMINADO

• THMD ó VHMD: TRANSITO HORARIO MAXIMO DIARIO
NUMERO MAXIMO DE VEHICULOS QUE
PASAN POR UN LUGAR DADO EN UNA
HORA EN UN DIA DETERMINADO

→ METODOS PARA DETERMINAR EL VOLUMEN DE
TRANSITO (AFOROS)

1. ESTUDIOS DE ORIGEN Y DESTINO

2.- CONTEO DE VEHICULOS

• CONTADORES
NEUMATICOS
• CONTADORES
ELECTROMECANICOS

3. ESTACIONES MAESTRAS PERMANENTES

En la gran mayoría de los casos prácticos únicamente se conoce el porcentaje de vehículos A, B y C siendo necesario descomponer estos porcentajes en una cantidad probable de los demás vehículos que circularán por la vía, para lo cual será necesario conocer el tipo de camino que se está analizando y que puede ser Agrícola, Turístico o Industrial; una vez que sabemos esto, nos auxiliamos de la tabla que se muestra abajo, la que nos proporciona los porcentajes que hay que considerar para cada tipo de vehículo y de camino.

VEHICULO		TIPO DE TRANSITO		
		AGRICOLA	TURISTICO	INDUSTRIAL
A	A _p	40-60	80-90	40-60
	A _c	60-40	20-10	60-40
B	B-2	80-90	20-30	20-30
	B-3	20-10	80-70	80-70
C	C-2	40-40	50-50	30-40
	C-3	40-35	22-17	16-12
	T2-S1	15-20	15-20	16-13
	T2-S2	3-2	5-6	1-3
	T3-S2	2-3	5-6	20-17
	T3-S3	--	3-1	17-15

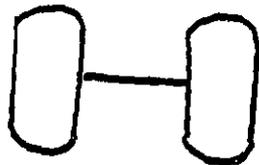
COMPOSICION RELATIVA DE VEHICULOS (%) PARA DIVERSOS TIPOS DE TRANSITO EN MEXICO.

→ CLASIFICACION VEHICULAR

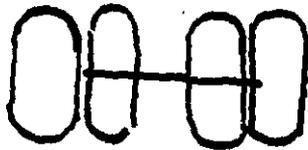
A: VEHICULOS LIGEROS } VEHICULOS CON DOS Ejes.
B: AUTOBUSES } AUTOMOVILES Y PICKUP
C: CAMIONES }

B + C = VEHICULOS PESADOS

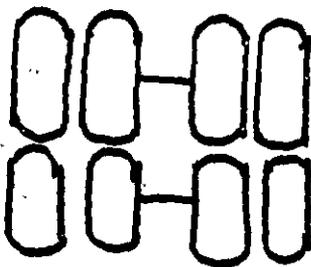
→ TIPOS DE EJES



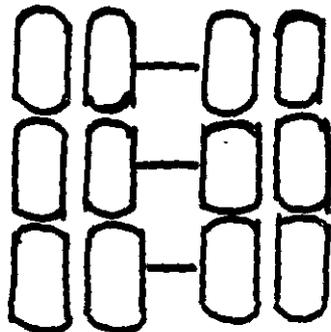
SENCILLO CON DOS LLANTAS



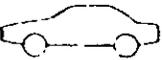
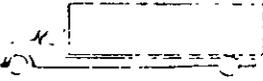
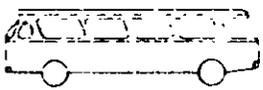
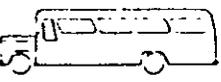
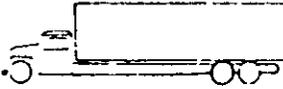
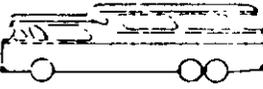
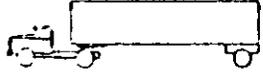
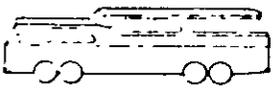
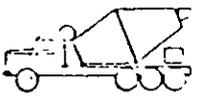
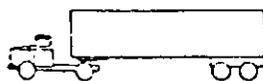
SENCILLO CON CUATRO LLANTAS



DOBLE O TANDEM



TRIPLE O TRIDEM

Norma Código	Nº d. Ejes	Clase	Diagrama del Vehículo
A2	2	AUTOMOVIL	
C2	2	CAMION	
B2	2	AUTOBUS INTEGRAL O SOBRE CHASIS	
B2c	2	AUTOBUS CONVENCIONAL	
C3	3	CAMION	
B3	3	AUTOBUS INTEGRAL	
T2 S1	3	TRACTOR Y SEMIRREMOQUE	
B4	4	AUTOBUS INTEGRAL	
C4	4	CAMION	
T2 S2	4	TRACTOR Y SEMIRREMOQUE	

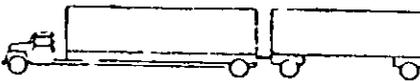
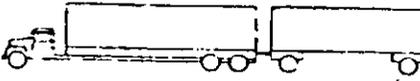
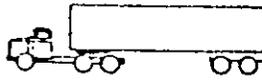
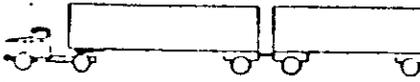
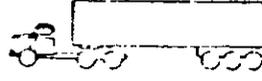
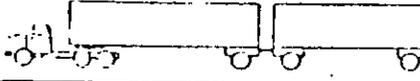
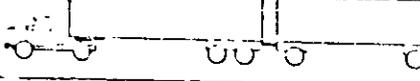
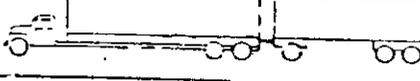
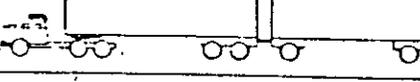
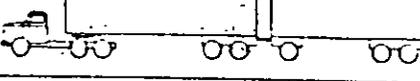
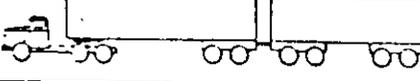
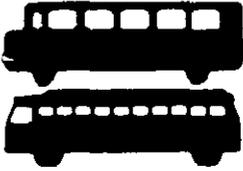
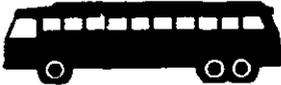
C3 R2	4	CAMION Y REMOLQUE	
C3 R2	6	CAMION Y REMOLQUE	
T3 S2	6	TRACTOR Y SEMIRREMOQUE	
T2 S1 R2	6	TRACTOR SEMIRREMOQUE Y REMOLQUE	
T3 S3	6	TRACTOR Y SEMIRREMOQUE	
T3 S1 R2	6	TRACTOR SEMIRREMOQUE Y REMOLQUE	
T2 C2 R2	6	TRACTOR SEMIRREMOQUE Y REMOLQUE	
C3 R3	6	CAMION Y REMOLQUE	
T3 S2 R2	7	TRACTOR SEMIRREMOQUE Y REMOLQUE	
T3 S2 R3	8	TRACTOR SEMIRREMOQUE Y REMOLQUE	
T3 S2 R4	9	TRACTOR SEMIRREMOQUE Y REMOLQUE	

TABLA No. 1. CLASIFICACION VEHICULAR.

COMPOSICION VEHICULAR Y NO DE EJES

4.2 ATENDIENDO A SU CLASE, NOMENCLATURA, NUMERO DE EJES Y LLANTAS TABLA 4.2.1

AUTOBUS			
NOMEN- CLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
B2	2	6	
B3	3	8-10	
B4	4	10	

NO PODRAN CIRCULAR CONFIGURACIONES VEHICULARES DIFERENTES A LAS INDICADAS

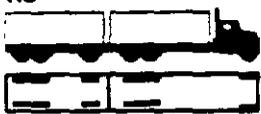
"DATOS TOMADOS DEL "REGLAMENTO SOBRE EL PESO DIMENSIONES Y CAPACIDAD DE LOS VEHICULOS DE AUTOTRANSPORTE QUE TRANSITAN EN LOS CAMINOS Y PUENTES DE JURISDICCION FEDERAL" PUBLICADO EN EL DIARIO OFICIAL EL DIA 19 DE OCTUBRE DEL AÑO 2000

TABLA 4.2.3

TRACTOCAMION ARTICULADO			
NOMEN- CLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
T2-S1	3	10	
T2-S2	4	14	
T3-S2	5	18	
T3-S3	6	22	

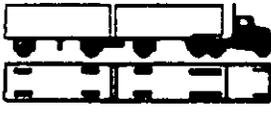
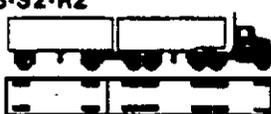
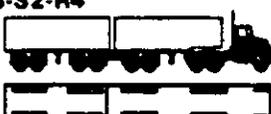
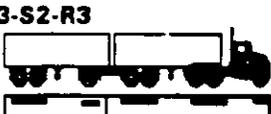
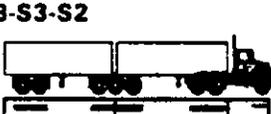
NO PODRAN CIRCULAR CONFIGURACIONES VEHICULARES DIFERENTES A LAS INDICADAS

TABLA 2B
PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO
DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

CAMION REMOLQUE					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
C2-R2 	14	37.50	37.50	33.50	NA
C3-R2 	18	46.00	46.00	41.00	NA
C3-R3 	22	54.00	54.00	48.00	NA
C2-R3 	18	45.50	45.50	40.50	NA

NA = NO AUTORIZADO

TABLA 4B
PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO
DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-SI-R2 	18	47.50	47.50	42.50	NA
T3-SI-R2 	22	56.00	56.00	50.00	NA
T3-S2-R2 	26	60.50	60.50	52.50	NA
T3-S2-R4 	34	66.50*	66.50*	58.00	NA
T3-S2-R3 	30	63.00	63.00	55.00	NA
T3-S3-S2 	30	60.00	60.00	51.50	NA

NA = NO AUTORIZADO

*El Peso Bruto Vehicular para este tipo de unidades que trasladan carga seca o fluida por caminos tipo A, y B, podrán incrementarse a 72.5 Ton. por periodo de 5 años, si cuenta con un sistema auxiliar de frenos, independiente del sistema de balatas, ambas disposiciones se aplicarán a la entrada en vigor de la presente Norma y posteriormente al plazo de referencia, el peso deberá ajustarse al valor indicado.

TABLA 2C
LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO

CAMION REMOLQUE					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
C2-R2 	4	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C3-R2 	5	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C3-R3 	6	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C2-R3 	5	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA

NA = NO AUTORIZADO

LT = LONGITUD TOTAL MAXIMA (m)

TABLA 4C

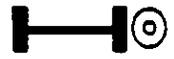
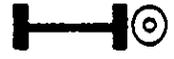
LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO

TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1-R2 	5	LT = 31.00	LT = 28.50	LT = 23.50	NA
T3-S1-R2 	6	LT = 31.00	LT = 28.50	LT = 23.50	NA
T3-S2-R2 	7	LT = 31.00	LT = 28.50	LT = 23.50	NA
T3-S2-R4 	9	LT = 31.00	LT = 28.50	LT = 23.50	NA
T3-S2-R3 	8	LT = 31.00	LT = 28.50	LT = 23.50	NA
T3-S3-S2 	8	LT = 25.00	LT = 25.00	LT = 20.00	NA

NA = NO AUTORIZADO

LT = LONGITUD TOTAL MAXIMA (m)

TABLA "A"
PESOS MAXIMOS AUTORIZADOS POR TIPO DE EJE Y CAMINO
(TONELADAS)

CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 SENCILLO DOS LLANTAS	6.50	6.50	5.50	5.00
 SENCILLO CUATRO LLANTAS	10.00	10.00	9.00	8.00
 MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS	11.00	11.00	10.00	9.00
 MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS	15.50	15.50	14.00	12.50
 DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	18.00	18.00	16.00	14.00
 MOTRIZ DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	19.50	19.50	17.50	15.50
 TRIPLE O TRIDEM DOCE LLANTAS	22.50	22.50	20.00	18.00

→ PRESION DE INFLADO (σ_i)

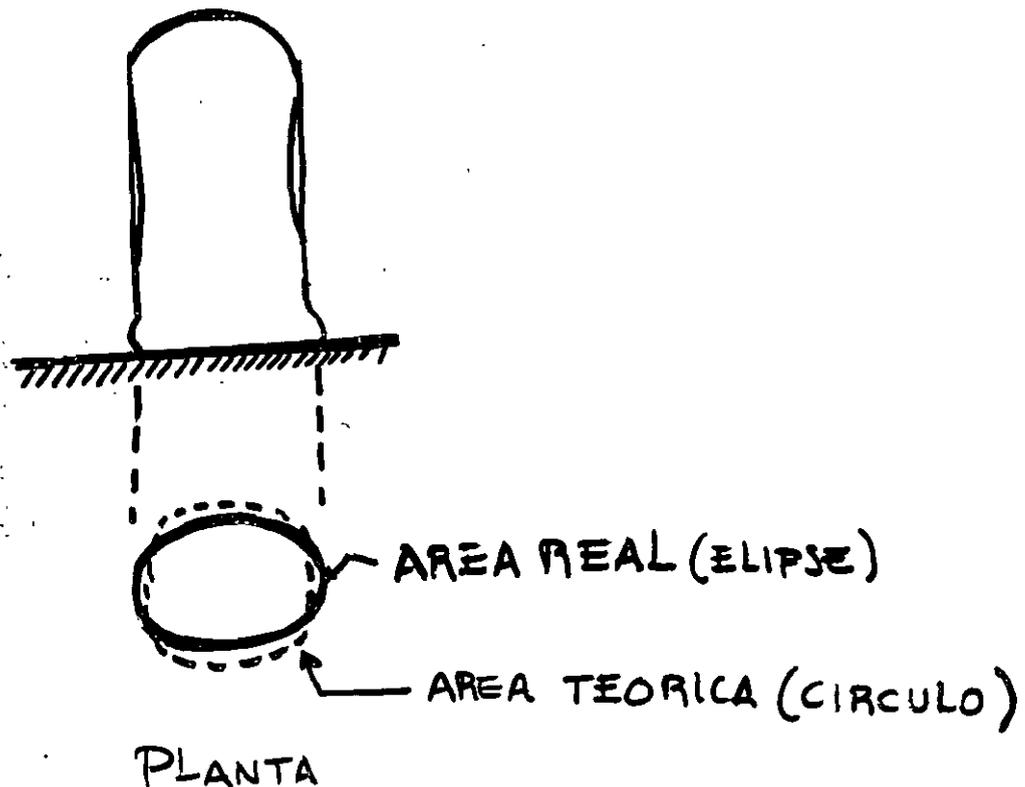
• EN VEHICULOS

σ_i VARIA 5 A 8 kg/cm^2

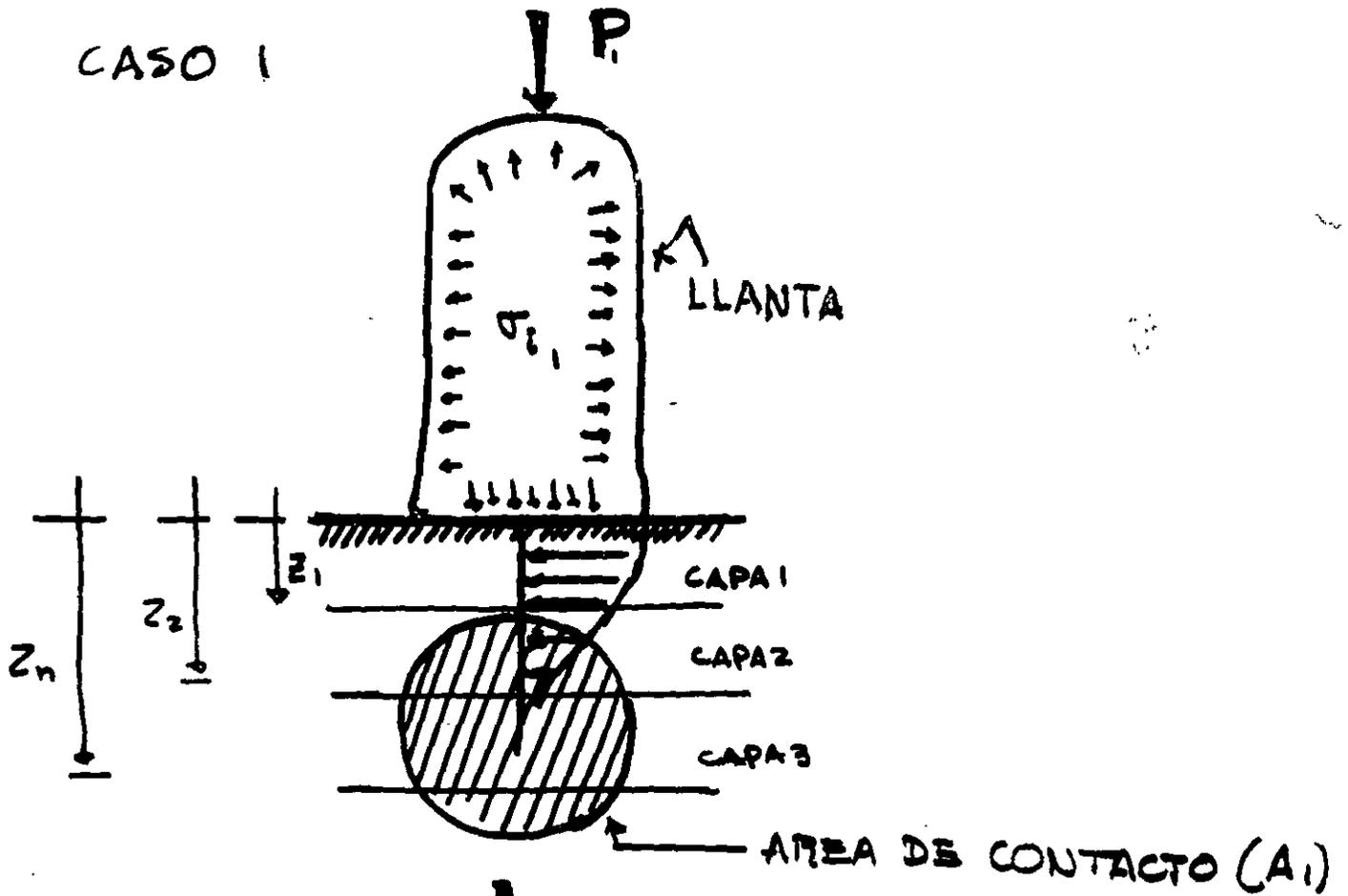
• EN AERONAVES

σ_i VARIA DE 13 A 14 kg/cm^2

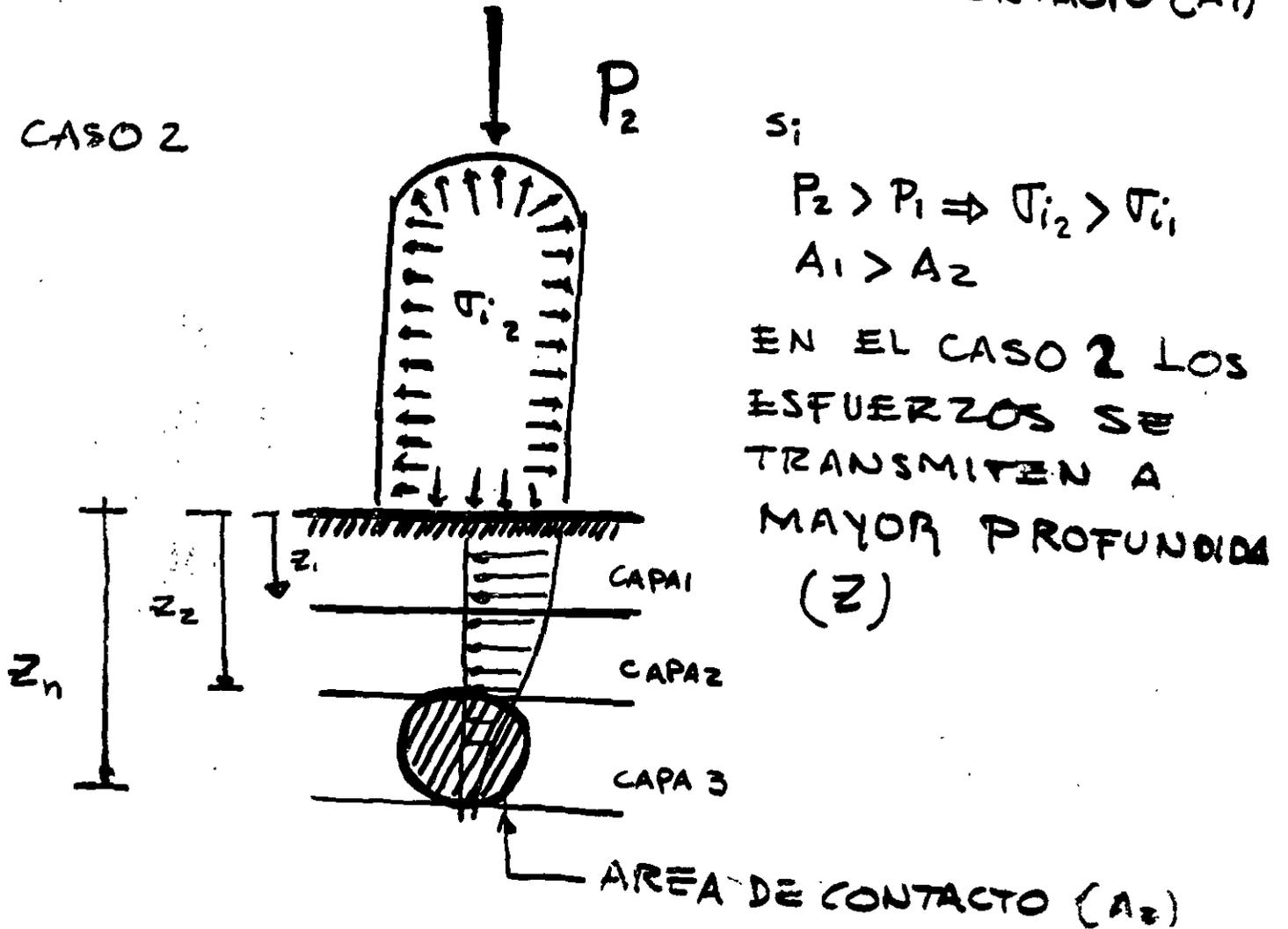
→ AREA DE CONTACTO



CASO 1



CASO 2



Si

$$P_2 > P_1 \Rightarrow \sigma_{i2} > \sigma_{i1}$$

$$A_1 > A_2$$

EN EL CASO 2 LOS
ESFUERZOS SE
TRANSMITEN A
MAYOR PROFUNDIDAD
(Z)

PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS

M en C. Ing. Gilberto Ricardo Hernández y Espinosa.

1. CRITERIOS Y CONTROLES DE PROYECTO

- 1.1. *El Usuario*
- 1.2. *El Conductor*
- 1.3. *El Peatón*
- 1.4. *El Pasajero*
- 1.5. *El Tránsito*
- 1.6. *Clasificación del Flujo Vehicular*
- 1.7. *Vehículo de Proyecto*

Características Operacionales de los Vehículos en el Proyecto
geométrico de Carreteras

Características Estática

Cinemática del vehículo

Movimiento Uniformemente Acelerado

Movimiento con Aceleración no Uniforme

Dinámica de los Vehículos

Frenado.

Resistencia al Movimiento y Requerimientos de Fuerza

Resistencia al Rodamiento

Resistencia al Aire

Resistencia a la Pendiente

Resistencia a la Curvatura

Resistencia a la Inercia

Caballos de Fuerza, HP

Relación Peso / Potencia

Rendimientos de la Aceleración

Máximas tasas de aceleración

La importancia de la aceleración en el cálculo de la distancia de visibilidad de rebase

1.8. *El Camino.*

Elementos Básicos

Carril de circulación

Acotamientos

Sección Transversal

Pendiente del Pavimento

Hombros

Ancho de carriles

Guarniciones

1.9. *La Velocidad*

Velocidad de Proyecto

2. ELEMENTOS PARA PROYECTO

Proyecto Geométrico

Tipos de Terreno

2.1. Distancias de Visibilidad

Distancia de Visibilidad de Parada

Distancia de Visibilidad de Rebase

Distancia de Visibilidad de Encuentro

2.2. Alineamiento Horizontal

Tangentes

Curvas Circulares

Curvas Espirales de transición

Sobre elevación

Coefficiente de Fricción transversal

Grado Máximo de Curvatura

2.2. Alineación Vertical

Definición

Tangentes Verticales

Pendiente Gobernadora

Pendiente Máxima

Pendiente Mínima

Longitud crítica en pendientes del alineamiento vertical

Curvas Verticales

2.3. Sección Transversal

Definición.

Elementos que la integran

Transición de Bombeo – Sobreelevación

Calzada

Carriles

Acotamientos

Subcorona

Subrasante

Pendiente transversal

Cunetas

Contra cunetas

Taludes

Corona

Rasante

Pendiente Transversal

Bombeo

Sobre elevación

Distancia a obstáculos laterales

Terreno
Guarniciones
Guarniciones Verticales
Guarniciones Achaflanadas
Bordillos
Banquetas
Fajas Separadoras
Barreras
Barreras Metálicas
Barreras de Concreto Hidráulico
Derecho de Vía
Secciones Típicas de las Carreteras

3. PROYECTO GEOMÉTRICO

3.1. Metodología para Proyecto

Planta General
Planta Constructiva
Planta de Gálidos
Perfiles
Secciones de Construcción
Planta de Derecho de Vía
Planta de señalamiento
Planta de señalamiento de protección de obra

3.2. Recomendaciones para el Proyecto

3.3. Rampas de Emergencia

Tipos de Rampas
Consideraciones de proyecto

3.5. Proyecto de la subrasante

1. CRITERIOS Y CONTROLES DE PROYECTO

1.1. El usuario

El usuario de una carretera podrá ser **el conductor** de cualquier medio automotor permitido sobre la misma, tal es el caso de quienes guían bicicletas, motocicletas y automóviles, sean estos últimos vehículos ligeros, autobuses o camiones; también, son usuarios de la carretera **los peatones** que la cruzan, ya sea a nivel o a desnivel, o transiten en espacios específicos como son las calles peatonales o las banquetas. Por último, otro usuario es **el pasajero**, mismo que es de la misma importancia que los dos anteriores, ya que de su demanda depende el diseño de otros elementos del camino como son los paraderos.

1.2. El conductor

De este actor dependen los principales elementos para el proyecto geométrico de las carreteras, tal es el caso de su agudeza visual, de sus tiempos de percepción-reacción, y de la altura del ojo como tal.

La agudeza visual es el principal elemento que incide en el proyecto geométrico, pues de ésta dependen la percepción por parte del conductor de todos los elementos del camino y de los diferentes objetos y animales que se pudieran encontrar en él en un momento dado.

La visión periférica del humano es de hasta 160° cuando no se encuentra transitando; al empezar a moverse ésta empieza a disminuir, de tal manera que los conductores de vehículos reducen su campo visual periférico hasta 12° ; de ahí que se tenga una buena percepción de los objetos, únicamente en un cono visual de 5 a 6° y la máxima agudeza visual se alcanza dentro de un ángulo de 3° . En el plano vertical esta agudeza se encuentra entre el 0.5 y el 0.75 del plano horizontal.

Por lo anterior, el proyecto geométrico se confía en la agudeza visual y no en la visión periférica; de ahí que las señales y demás elementos del camino deberán estar dentro de un cono de visión de 10° , y como máximo en un cono de 12° .

El tiempo de percepción-reacción de un conductor requiere de la percepción, de la intelección, de la emoción y de la volición (PIEV) de situaciones sobre el camino, de tal manera que mientras más compleja viene a ser una situación, quien maneje debe disponer del tiempo suficiente para hacer una evaluación apropiada de todos los factores que intervienen, con el fin de reaccionar con seguridad.

El tiempo requerido para dicha acción varía desde 0.5 s para situaciones simples hasta 5 s para situaciones complejas; el tiempo de percepción - reacción está involucrado en la determinación de las distancias de visibilidad de parada, de rebasamiento y de encuentro, así como en la toma de decisiones al leer los señalamientos y tomar la opción adecuada de su viaje en la carretera.

La altura del ojo del conductor y del objeto sobre la carretera es indispensable para calcular las curvas verticales en cima, ya sea tanto para distancias de visibilidad de rebasamiento como para distancias de visibilidad de parada; esta altura ha variado con los años y con los diferentes modelos vehiculares y sus tendencias, de tal manera que actualmente se mantiene en 1.14 m.

Para calcular la distancia de visibilidad de rebasamiento, se considera una altura del objeto de 0.60 m y para estimar la distancia de visibilidad de parada, una altura del objeto de 0.15 m.

1.3. El peatón

Para el proyecto geométrico de los caminos nos interesarán del peatón sus tiempos de percepción-reacción y la velocidad de caminata, distinguiendo en este caso las velocidades y tiempos de los diferentes grupos que confluyen a la carretera; tal es el caso de niños, mujeres embarazadas, adultos y personas de la tercera edad.

El peatón requiere tiempos de percepción-reacción de 1 a 4 s, según cuál sea la acción a seguir, que puede ir desde percibir las luces de un semáforo hasta ver la aproximación de un vehículo y tomar las acciones correspondientes.

La velocidad de caminata de un peatón fluctúa en un rango muy pequeño, de 0.5 hasta 1.5 m/s; estas estimaciones son indispensables para el cálculo de los pasos peatonales a nivel, y para el cálculo de los tiempos de ámbar de un semáforo.

1.4. El pasajero

Este elemento incide en una mínima parte en el proyecto geométrico de las carreteras, como es el caso de los paraderos y es de suma importancia en el establecimiento de las normas para la fabricación de vehículos, para que estos respondan a las características ergonómicas del pasajero nacional.

1.5. El tránsito

Al proyectar una carretera, la selección del tipo de camino, las intersecciones, los accesos y los servicios dependen fundamentalmente de la demanda de los usuarios; es decir, del volumen de tránsito que circulará en un intervalo de tiempo dado, de su variación, su tasa de crecimiento, la composición del flujo peatonal, de los ciclistas, etc.

Dada la relevancia del volumen de tránsito que absorberá el camino, es importante que para cada proyecto se determine el Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA), ya sea medido directamente para el caso de modernizaciones, o el asignado para caminos nuevos; así también, es fundamental la evolución que tendrá éste en su vida útil.

El crecimiento del tránsito se determina en función de la evolución histórica que éste ha presentado, y de las expectativas del desarrollo de las regiones que se comunican mediante carretera.

Para definir las características de los elementos de estas vías, se requiere determinar un volumen horario de proyecto que represente las condiciones de flujo, tanto en su magnitud como en su dirección, a lo largo del año en el periodo de proyecto, con un enfoque económico y operacional tal que permita un nivel de servicio satisfactorio.

El volumen horario de proyecto (vhp) se resume en la siguiente expresión:

$$vhp = TDPA * K * D * P$$

En donde :

vhp = volumen horario de proyecto.

TDPA = tránsito diario promedio anual.

K = factor de conversión de volumen diario a volumen horario.

D = factor Direccional.

P = factor de pronóstico del tránsito.

Finalmente, dado que el volumen de tránsito lo componen diferentes tipos de vehículos con diversas características operacionales y físicas, es necesario conocer la cantidad de cada uno para estar en posibilidades de definir qué vehículo de proyecto debe utilizarse.

1.6. Clasificación del flujo vehicular

El conocimiento oportuno y permanente de la situación que guarda la Red Carretera Nacional es fundamental para el análisis y toma de decisiones tendientes al desarrollo del sistema de transporte por carretera, y para examinar su interrelación con los demás modos de transporte. Para lograr lo anterior, la Dirección General de Servicios Técnicos, anualmente lleva a cabo un sistema de conteo vehicular que permite conocer los volúmenes y la clasificación del tránsito que circulan por la red carretera. La información descrita se pone a disposición de los usuarios a través de la publicación anual "Datos Viales".

Así también, para elaborar programas de construcción de carreteras nuevas, de modernización y conservación de la red en operación, y con objeto de conformar una red vial convenientemente estructurada que cubra con eficiencia la demanda del transporte en el país, los proyectistas y usuarios de esta información requieren conocer las características del movimiento de bienes y personas, y en qué tipo de vehículos lo realizan al desplazarse por carretera, para este fin. La información que en el campo de la Ingeniería de Tránsito proporcionan los Estudios de Origen y Destino es indispensable para llegar al deseo de movimiento de los usuarios, así como datos básicos relativos al motivo del viaje,

tipo y toneladas de productos transportados, número de pasajeros trasladados, peso de los vehículos de carga, así como la composición vehicular entre otros muchos datos básicos para la planeación. La información correspondiente a lo descrito, la Dirección General de Servicios Técnicos la pone a disposición del público usuario por medio de las publicaciones anuales denominadas "Estudios de Origen, Destino y Peso"

Con la información anterior se obtuvo la clasificación vehicular más representativa en la Red Carretera Nacional, la cual se muestra a continuación:

Tipo de vehículo	Descripción	Porcentaje
A	Automóvil	72
U	Utilitario	1
B	Autobús	5
C	Camión	22

A su vez, los camiones más representativos en el flujo vehicular se clasifican en cinco grupos:

Tipo de vehículo	Descripción	Porcentaje
C2	Camiones unitarios de dos ejes	35
C3	Camiones unitarios de tres ejes	22
T3S2	Tractor de tres ejes y semirremolque de dos ejes	24
T3S3	Tractor de tres ejes y semirremolque de tres ejes	15
T3S2R4	Tractor de tres ejes, semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes	1
Otros		3

El automóvil, por sus raíces (auto = por sí mismo; móvil = moverse), es un vehículo que a través de un conductor se mueve por sí mismo y designa a las unidades que transitan por los caminos mediante la fuerza desarrollada por un motor de combustión interna.

Sin embargo, históricamente los primeros que se fabricaron fueron para el transporte puramente personal, de dos y cuatro plazas; por la definición anterior se calificaron como automóviles, término que se utiliza exclusivamente para el vehículo ligero.

1.7 Vehículo de proyecto

Una carretera tiene por objeto permitir la circulación expedita y de manera económica, segura y cómoda a los usuarios de la misma. Así pues, la vía debe proyectarse para satisfacer las necesidades de transportación de un lugar a otro, considerando las reacciones y limitaciones del conductor. Por tanto, el proyecto de la vía debe realizarse en función de las características de los vehículos que circularán por ella.

Las características físicas de los vehículos en las carreteras nacionales, son los controles que ayudan a definir el proyecto geométrico de las carreteras, por tanto, es necesario examinar todos los tipos de vehículos, agruparlos por clases y establecer los tamaños y pesos representativos de cada grupo por utilizar.

El vehículo de proyecto se selecciona de aquellos modelos de motor con el peso, dimensiones y características operacionales que permitan uniformar el proyecto del camino; las características de este vehículo deben ser mayores que todos los de su clase y de todos aquellos que se espera utilicen el camino, de tal manera que para propósitos del diseño geométrico de carreteras, cada vehículo de proyecto tendrá dimensiones físicas más largas, así como los radios de giro mínimos mayores que todos aquellos de su clase.

Las características del vehículo de proyecto se utilizan para definir, entre otros criterios de diseño las distancias de visibilidad, la sección transversal, la longitud máxima de tangentes verticales, etc. Debe seleccionarse el que presente dimensiones y características de giro iguales a, o mayores a aquellos automotores (los más largos) esperados en un número considerable.

Características operacionales de los vehículos en el proyecto geométrico de carreteras

Para estudiar y entender el comportamiento del vehículo hay que conocer sus características físicas y operacionales; por tal motivo, estudiaremos sus dimensiones, estática, cinemática y dinámica. Las principales características físicas de un vehículo de proyecto, desde el punto de vista del proyecto geométrico de las carreteras son: longitud, distancia entre ejes, vuelo delantero y trasero, ancho y la altura del ojo del conductor; adicionalmente a ésta, el peso bruto vehicular.

De igual manera, las características operacionales son: los radios de giro mínimo, potencia y la relación peso - potencia; así mismo, de su mecánica de utilización la estática, nos proporciona del vehículo su tamaño y su peso; la cinemática versa sobre el movimiento sin referirse a sus causas, y es por tanto, prácticamente una rama de la geometría, por lo cual no debe de sorprendernos que la ciencia que proporciona los elementos de operación de un camino, referidos a las limitaciones y características de rendimiento vehicular en la red se llama proyecto geométrico. Finalmente, la dinámica estudia el movimiento vehicular y las fuerzas que lo originan.

Todos los movimientos básicos o maniobras de las unidades respectivas se considerarán en el proyecto geométrico, ya sea que estén en movimiento, iniciando su marcha, frenando o girando.

Las características físicas de cada prototipo de proyecto se dimensionaron a partir de las fichas técnicas de las unidades que se construyen actualmente en el país, además de considerar las tendencias de los elementos que conforman el vehículo, como son cajas, plataformas, tanques, jaulas, tandems, dollys, etc.; así mismo, se hizo el análisis estadístico de las dimensiones de los camiones captados en los estudios de origen, destino y peso llevados a cabo por la Dirección General de Servicios Técnicos desde 1991, y su congruencia con el Reglamento Sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal.

Características	Vehículo de proyecto						
	DE-335	DE-750	DE-760	DE-1890	DE-1980	DE-2545	DE-2970
Longitud total del vehículo	580	1360	1209	2088	2241	2740	3166
Distancia entre ejes extremos del vehículo	335	750	760	1890	1980	2545	2970
Vuelo delantero	92	240	127	122		119	
Vuelo trasero	153	371	320	76	137	76	
Ancho total del vehículo	214	260	244	260			
Entrevía del vehículo	183	230	244				
Altura total del vehículo	167	380	410				
Altura de los ojos del conductor	107	232	250				
Altura de los faros	61	110	112				
Altura de las luces de alto	61	140	100				
Radio de giro mínimo	732	1359	1572	1372			1572
Peso bruto vehicular	1361	26000		44000	48500	66500	
Potencia	85	210		350	350	400	
Relación peso / potencia	16	124		126	139	166	
Vehículos representativos	A, U	B	C2,3	T3S2	T3S3	T3S2R4	

Para determinar los radios de giro y radios internos mínimos de cada camión, se desarrolló el siguiente modelo del comportamiento vehicular en curva a diferentes grados de curvatura, mismos que calibraron en campo con un vehículo tipo TSR: el modelo es el siguiente:

Algoritmo para calcular el ancho de calzada en curva

Todo vehículo, al circular en una curva requiere un ancho mayor al que utiliza en tangente; esto se resuelve proporcionando una ampliación o sobrecorrimiento en las

curvas, calculándose en función de la velocidad de proyecto en la curva y de las dimensiones del transporte de proyecto. Esta ampliación en curva será mayor en la medida en que aumenten la longitud del camión y el grado de curvatura; otros factores a considerar son la distancia libre de seguridad entre vehículos **C**, la cual es el espacio entre las carrocerías de los transportes que coinciden en la curva circulando en sentido opuesto o en el mismo sentido, rebasándose, y el sobreaño adicional por dificultad de maniobra **Z**, la cual representa una tolerancia por las distintas formas de manejo de los conductores, midiéndose radialmente en toda la orilla interior de la calzada en curva.

El Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras contempla un modelo matemático para obtener estos cálculos, sin embargo, sólo es aplicable a transportes unitarios y de una sola articulación; por tal motivo, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes desarrolló un modelo que permite calcular las ampliaciones en curva de los camiones doblemente articulados, como es el tipo TSR.

Descripción del modelo

A partir del modelo descrito, el manual de Proyecto Geométrico de Carreteras considera que el vehículo en tránsito tiene el eje trasero ubicado en el **PC** de la curva y el eje direccional siguiendo la trayectoria de la curva; este modelo tiene como principales medidas de efectividad la distancia entre ejes extremos, los vuelos delantero y trasero, así como el ancho total de la unidad. Con deducciones trigonométricas, tomando en cuenta la geometría de la curva se llega al siguiente modelo:

$$DT = RG * \sqrt{((RG)^2 - (DE)^2)}$$

En donde :

DT = desplazamiento del vehículo

RG = radio de giro

DE = distancia entre eje extremos del camión

Con este modelo, únicamente se obtiene el desplazamiento total del vehículo para el grado de curvatura en estudio, mismo que no es aplicable a camiones doblemente articulados; por lo anterior, se calibró un modelo analítico que fuera lo más representativo posible, basándose en un estudio físico con un camión de articulaciones múltiples, al cual se le hizo transitar con diferentes grados de curvatura, midiendo todos sus desplazamientos en curvas cuyo radio varió de 5 a 50°, en pasos de 5 en 5°.

El modelo obtenido es el siguiente:

$$DM = RG - \sqrt{(RG^2 - (DET^2 + DES1^2 - DX1^2 + DX2^2 + DES2^2))}$$

En donde :

DM = desplazamiento máximo del camión articulado múltiple

RG = radio de giro

DET = distancia entre ejes extremos del tractor

(eje direccional y último eje fijo)

DES1 = distancia entre el perno rey y el último eje fijo del semirremolque uno

*DX1 = distancia entre entre el último eje fijo del semirremolque uno y el gancho pinzón
sujeto al semirremolque*

DX2 = distancia entre el gancho pinzón y el último eje fijo del semirremolque dos

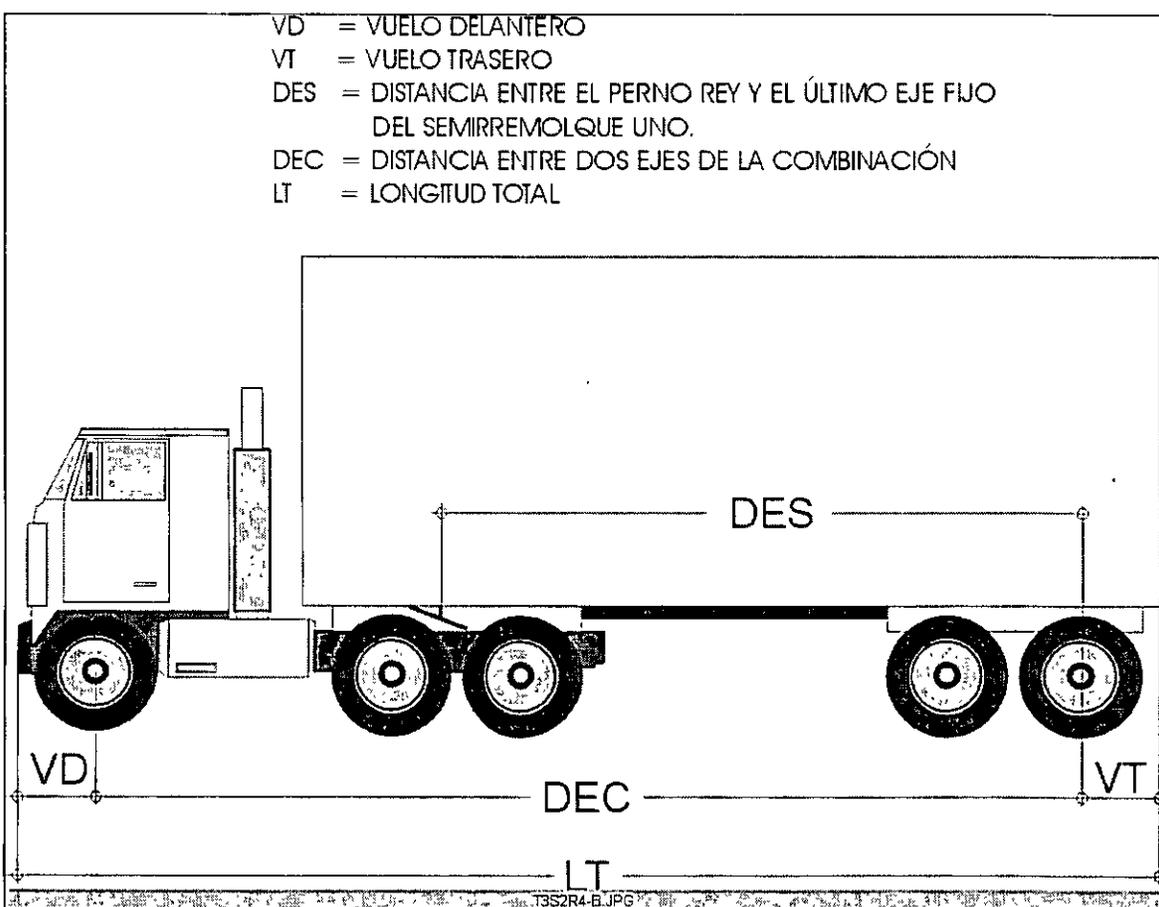


Fig 2. T3S2

Con este modelo, se elaboraron las tablas para el cálculo de ampliaciones en curva para los diferentes tipos de caminos, grados de curvatura y velocidades, mismas que se presentan en las tablas 1, 2 y 3.

Características estáticas.

Las dimensiones vehiculares inciden en los anchos de los carriles de circulación; anchos de acotamiento; longitud y ancho de los espacios de estacionamiento; curvas verticales; distancias de visibilidad y canalizaciones geométricas. El peso vehicular es de suma importancia en el diseño de los pavimentos y estructuras, afectando los consumos de combustibles y simplificación en los cambios de velocidad.

La longitud de los vehículos ligeros ha variado a lo largo de los años y con los diferentes modelos, tipos y fabricantes, fluctuando en un pequeño rango que va de los 4.19 a los 5.35 m; de ahí que con frecuencia se considere una longitud de 6.70 m como estacionamiento paralelo a las vías de circulación.

La tendencia en el ancho de los vehículos se ha mantenido en 1.95 m, con una variación de + - 0.31 m, lo cual ha permitido determinar anchos mínimos de carriles de estacionamiento de 3.00 m, y de acotamientos de 2.50 m.

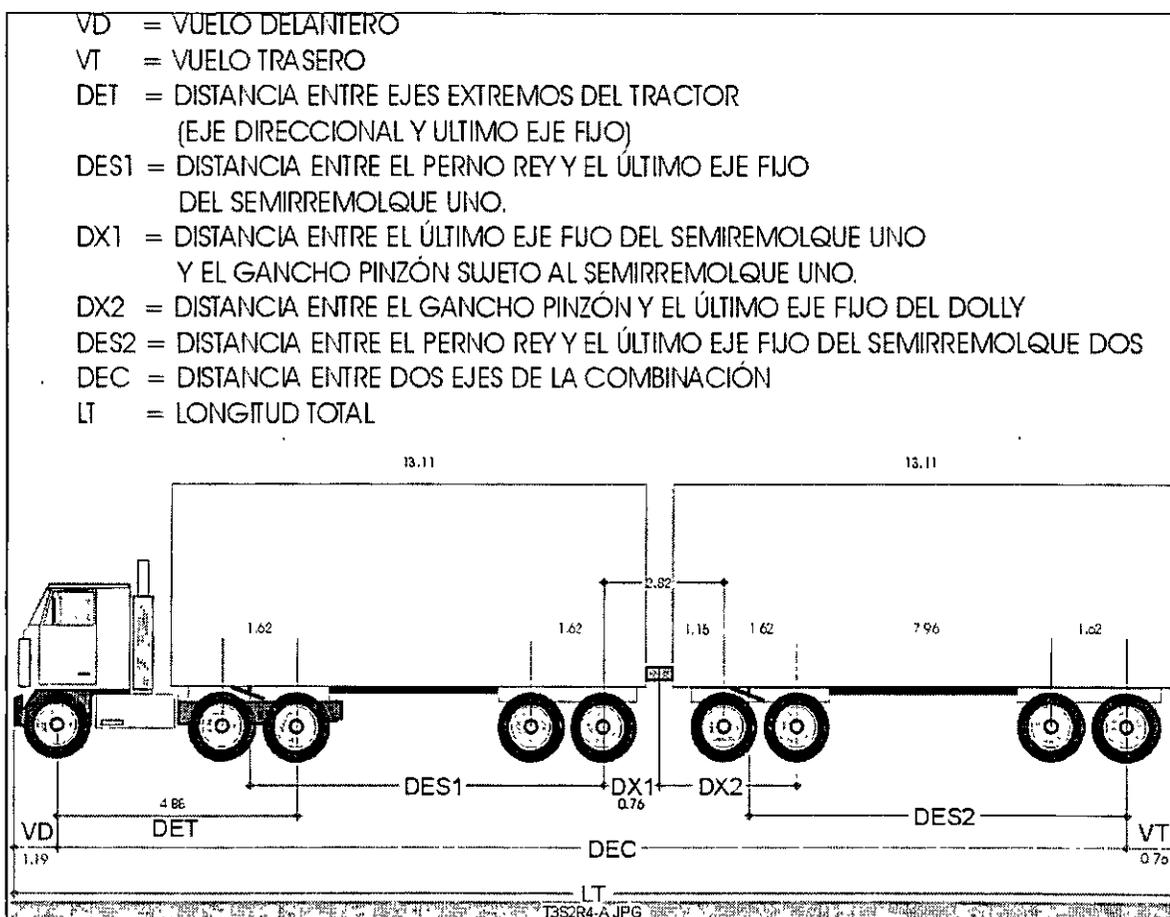


Fig. 3 Vehículo T3S2R4.

La altura de los transportes ligeros ha disminuido de 1.83 a 1.35 m; por lo cual se ha logrado bajar el centro de gravedad de las unidades y mejorar su estabilidad en las curvas. Por su parte, las alturas de los centros de gravedad bajaron de 64

a 53 centímetros; así también, la mínima distancia vertical entre la superficie de rodamiento y el lecho bajo del vehículo se ha estabilizado en 13 cm.

Por último, el peso de estos vehículos ha estado en el rango que va de los 900 kg a los 2000 kg; aunque la economía en el consumo de combustible se encuentra muy relacionada con el peso vehicular; el diseño aerodinámico y la eficiencia en el rendimiento de los motores han logrado rendimientos mayores de combustible.

Cinemática del vehículo

Todos los problemas en los cuales las fuerzas dan como resultado movimiento, involucran la aceleración; es por tanto necesario examinar algunos aspectos del movimiento uniformemente acelerado antes de considerar las fuerzas sobre un vehículo su desplazamiento.

Movimiento uniformemente acelerado.

Para el diseño de diversos elementos de los caminos como pueden ser carriles de aceleración, de deceleración, rampas, etc., y cuando la aceleración sea uniforme gráfica 1, emplearemos las siguientes ecuaciones:

$$v = v_0 + at;$$

$$x = v_0 t + \frac{1}{2} at^2;$$

En donde :

v = velocidad

v₀ = velocidad inicial

a = aceleración

t = tiempo

x = distancia recorrida

Las ecuaciones anteriores corresponden a las relaciones aceleración-tiempo, velocidad-tiempo y distancia-tiempo respectivamente, para un movimiento uniformemente acelerado; así también, la siguiente expresión maneja la distancia como una función de la velocidad:

$$x = \frac{1}{2} a(v_2 - v_0)$$

Movimiento con aceleración no uniforme.

Si en lugar de suponer que la aceleración es constante, sino que varía inversamente con la velocidad, la gráfica y ecuaciones anteriores quedan como se muestra en la gráfica 2.

Probablemente las características más apreciadas de los vehículos ligeros es su flexibilidad en la corriente del tránsito; ésta flexibilidad se manifiesta en las capacidades de aceleración de los vehículos, por lo cual es un factor significativo en el diseño y uso de rampas y vías de enlace, en el rebasamiento en carreteras de dos carriles y en general en cualquier elemento geométrico de los caminos y sus entronques.

El comportamiento de cualquier vehículo automotor, a partir de cualquier velocidad inicial y acelerando tan rápidamente como sea posible, se puede estimar, con suficiente aproximación su velocidad última; con los modelos de aceleración no uniforme mostrados en esta sección.

Dinámica de los vehículos

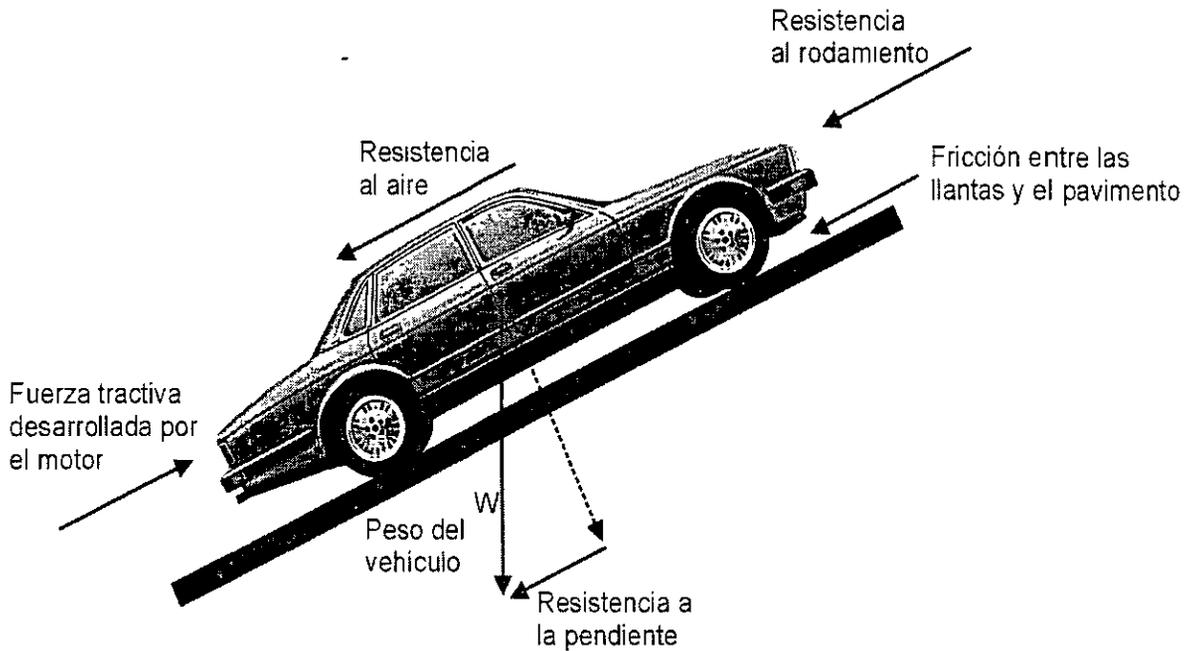
Las fuerzas que actúan en un transporte se ilustran en la fig 4, las cuales se oponen al movimiento vehicular, y son la resistencia al rodamiento, la resistencia al aire, la resistencia por pendiente y la resistencia a la fricción.

Las **resistencias al rodamiento** son aquellas fuerzas inherentes al vehículo que tienden a retardar su movimiento; es simplemente la componente del peso del vehículo actuando en el plano de rodamiento y puede definirse como una fuerza que se opone al movimiento.

La fuerza tractiva es igual a la fuerza proporcionada por el motor, menos la pérdida por algunas fricciones del motor, y la fuerza disponible de un automotor tanto para acelerar como para decelerar es igual a la fuerza tractiva, menos las resistencias a su movimiento.

Todas las fuerzas mencionadas, se considera que actúan en el centro de gravedad del vehículo, a excepción de la fricción, que ejerce su acción entre las llantas del transporte y la superficie de rodamiento, siendo ésta la que hace posible para un conductor iniciar, parar y maniobrar su unidad.

Hay dos principales tipos de fricciones a considerar, la fricción al deslizamiento que puede ser transversal y longitudinal, y la fricción por el rodamiento; cada una se estudiará en el inciso correspondiente.



Fuerzas sobre un vehículo en movimiento

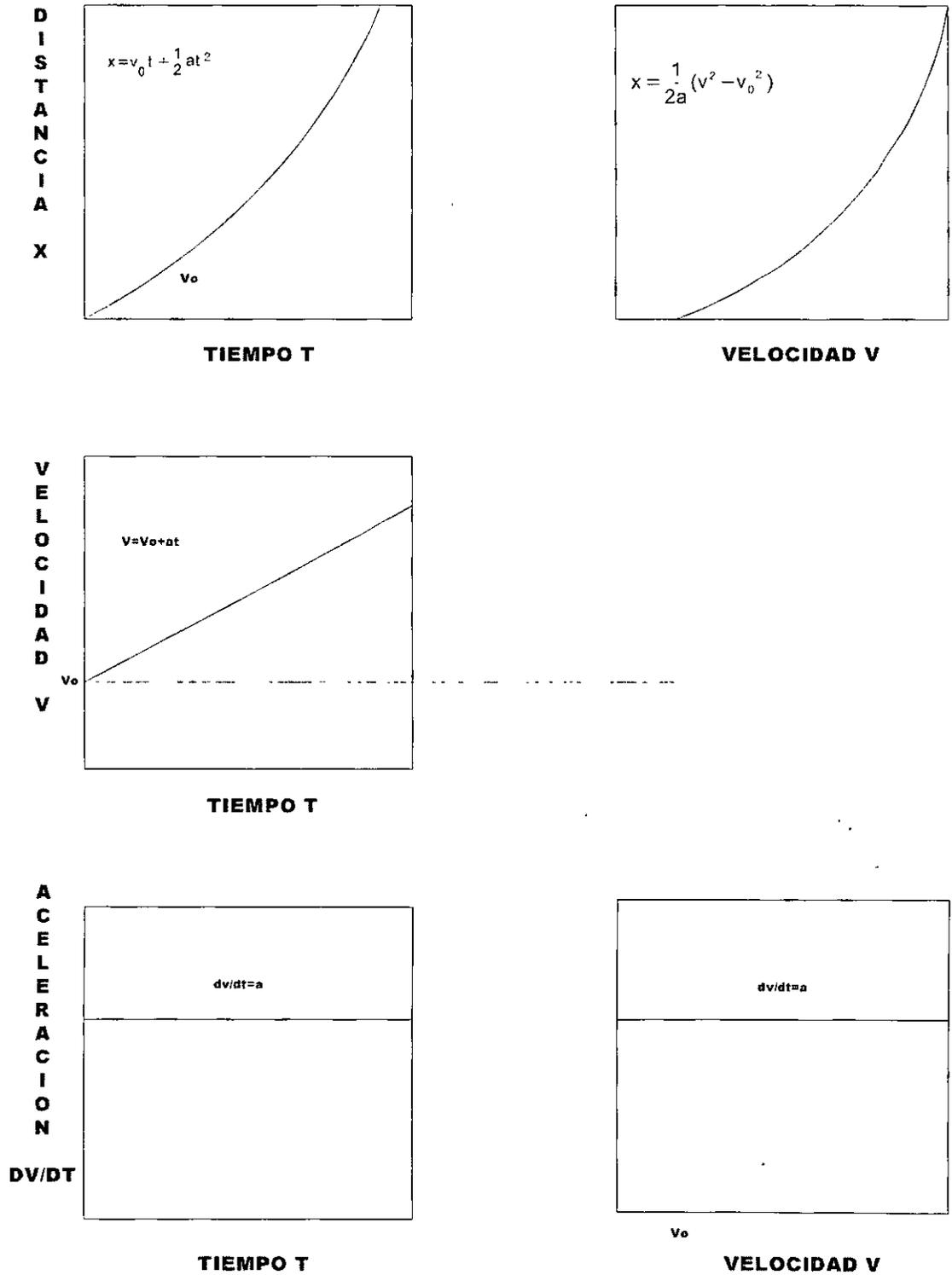
Frenado

Las condiciones para frenar un vehículo, el cual viaja en una pendiente ascendente, se ilustran en la fig 5, en donde W es el peso del vehículo, v_0 es la velocidad inicial en metros por segundo al inicio del frenado; f es el coeficiente de fricción entre el pavimento y las llantas; γ es el ángulo de inclinación; g' es la pendiente dividida entre 100 (igual a \tan de γ); g es la aceleración debida a la gravedad; x la distancia sobre el plano inclinado, y D_b la distancia horizontal de frenado en metros. La distancia horizontal de frenado se obtiene mediante la ecuación de las fuerzas sobre el vehículo en el plano inclinado.

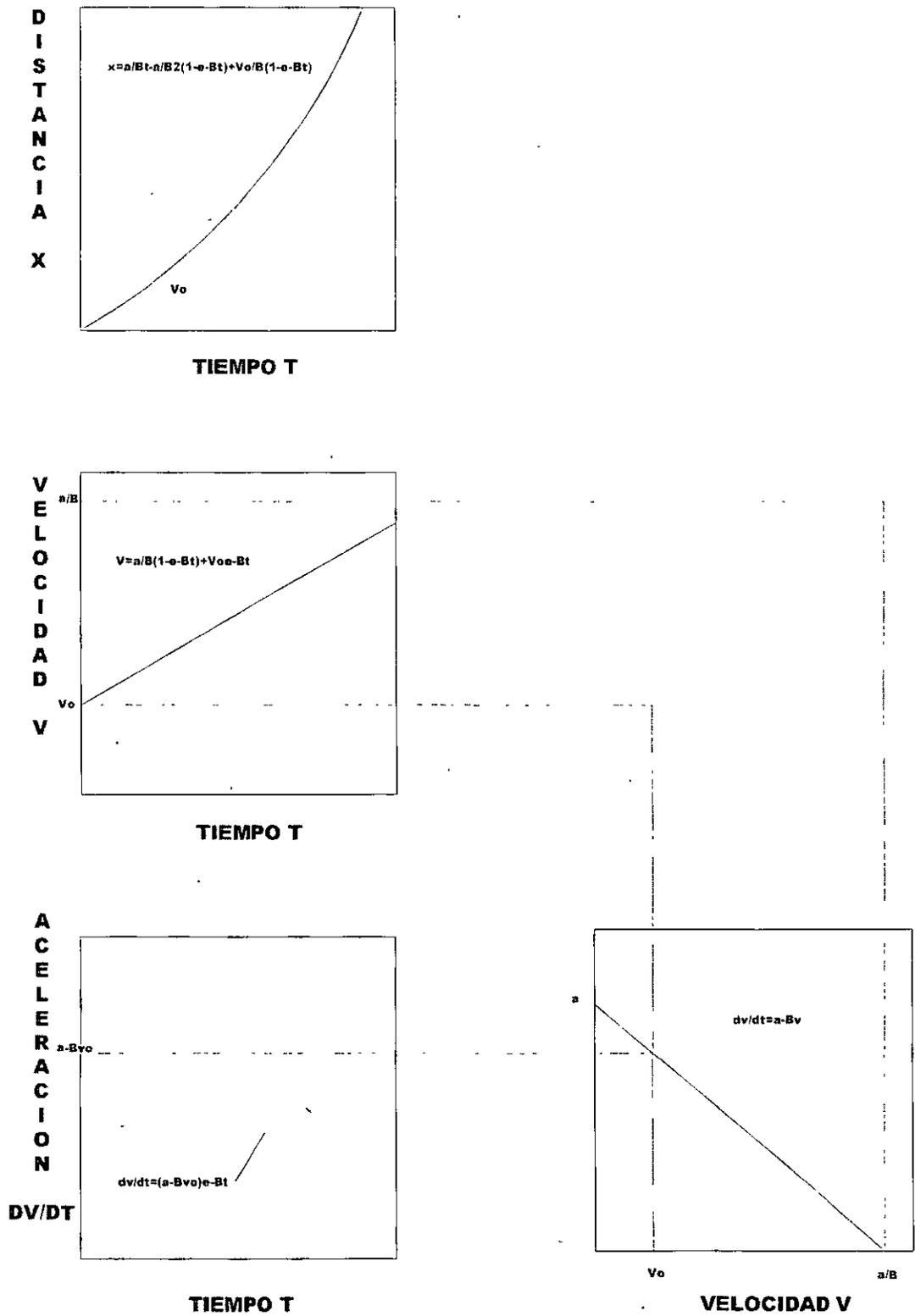
$$\frac{W}{g} a + Wf \cos \gamma + W \text{sen} \gamma = 0$$

Resistencia al movimiento y requerimientos de fuerza

Las fuerzas que deben vencerse por un vehículo de motor son el rodamiento, el aire, la pendiente, la curvatura y la inercia; la pendiente actúa como una fuerza retardadora, solamente cuando el vehículo viaja en una pendiente ascendente; y la inercia únicamente cuando es necesario incrementar la velocidad



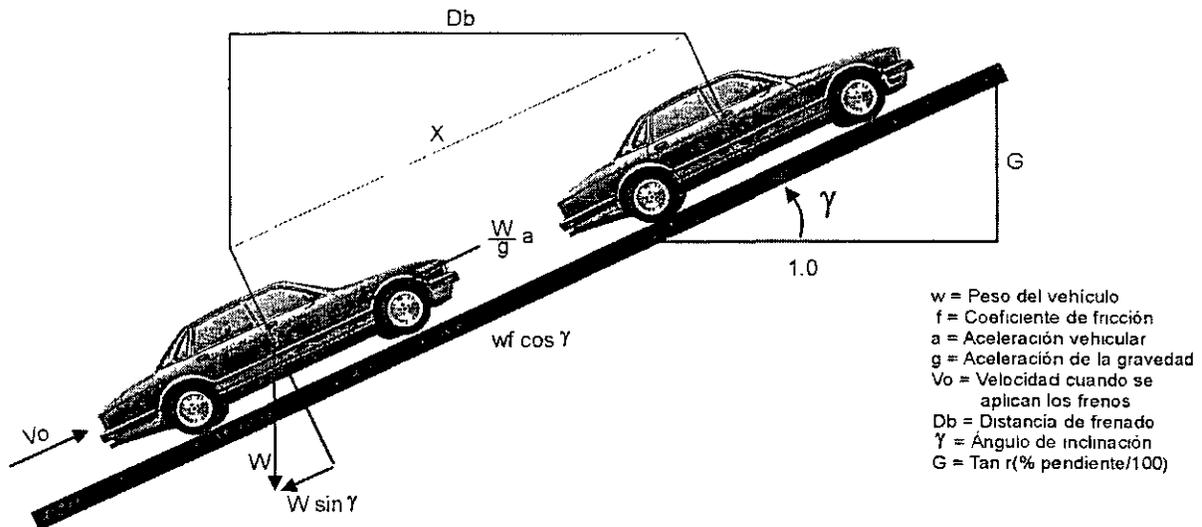
Gráfica 1.



Gráfica 2.

Resistencia al movimiento y requerimientos de fuerza

Las fuerzas que deben vencerse por un vehículo de motor son el rodamiento, el aire, la pendiente, la curvatura y la inercia; la pendiente actúa como una fuerza retardadora, solamente cuando el vehículo viaja en una pendiente ascendente; y la inercia únicamente cuando es necesario incrementar la velocidad.



Condiciones para que un vehículo frene en una pendiente

Resistencia al rodamiento

La resistencia al rodamiento es resultado de la fricción entre la superficie de rodamiento de las llantas y el pavimento; esto se incrementa según las diferentes superficies de rodamiento, como son los pavimentos rugosos, caminos no pavimentados, la arena, la nieve, el lodo, etc.

Para velocidades por arriba de los 95 km/h, la resistencia al rodamiento de los automóviles actuales en pavimentos con buena superficie, es alrededor de 13.5 kg/ t; para velocidades mayores, este valor pudiera incrementarse en un 10% por cada 16 kph de incremento en la velocidad a partir de 95 km/h.

En las tablas 1 y 2 se dan algunos valores sobre la resistencia al rodamiento; en la primera, para los automóviles según la velocidad y diferentes tipos de superficie de rodamiento; en la segunda, la resistencia al rodamiento y su pendiente equivalente según la superficie de rodamiento; de acuerdo con lo anterior, la resistencia al rodamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$R_r = k_r * W$$

En donde :

R_r = resistencia al rodamiento

W = Peso bruto vehicular en kg

Tabla 1. - Resistencia al rodamiento para los automóviles, en superficies de baja calidad

Velocidad	Pavimento en mal estado	Grava seca	Arena suelta
Km/h	kg/t	kg/t	kg/t
32.1	14.5	15.5	17.5
48.3	17.0	17.5	20.0
64.4	20.0	25.0	28.5
80.5	25.5	31.0	38.0

Tabla 2.- Resistencia al Rodamiento en diferentes tipos de superficies de carreteras

Material de la superficie de rodamiento	Resistencia al rodamiento, en kg/t	Pendiente equivalente en porcentaje
Concreto de cemento Pórtland	4.435	1.0
Concreto asfáltico	5.443	1.2
Grava compactada	6.804	1.5
Suelo y arena suelta	16.783	3.7
Agregado comprimido	22.680	5.0
Grava suelta	45.360	10.0
Arena	68.040	15.0
Grava de río graduada	113.40	25.0

Resistencia al aire

Esta resistencia se compone del efecto directo del aire sobre el vehículo y en contra del sentido de circulación de éste; de tal manera que la fuerza de fricción se da al pasar sobre todas las superficies del vehículo, incluyendo la parte baja del mismo.

Se considera que un vehículo representativo tiene una superficie frontal, la cual es la que opone mayor resistencia al movimiento, de 2.78 m², variando la resistencia al aire de 0 kg a 16 km/h y de 25 kg a 88.5 km/h, aproximadamente en proporción al cuadrado de la velocidad; la siguiente ecuación proporciona la resistencia al aire del vehículo:

$$R_a = 0.0011Av^2$$

En donde :

R_a = resistencia al aire en kg

A = área frontal del vehículo. en m^2

v = velocidad del vehículo en km/h

Resistencia a la pendiente

La resistencia a la pendiente son las fuerzas que actúan sobre el vehículo debidas a que éste se desplaza en un plano inclinado, resultando iguales a la componente del peso vehicular actuando bajo la pendiente; la siguiente ecuación nos permite calcular la resistencia a la pendiente:

$$R_p = Wp$$

En donde :

R_p = resistencia por pendiente, en kg

W = peso bruto vehicular en toneladas

p = pendiente en tanto por uno

Resistencia a la curvatura.

Es la fuerza actuante a través de las llantas frontales del vehículo en contacto con el pavimento, necesitando deflectar al mismo en su trayectoria a través de una curva.

Tabla 3.- Resistencia a la curvatura en carreteras con superficie de rodamiento en buen estado para diversas velocidades*

Grado de curvatura	Radio, en m	Resistencia a la curvatura, en kg	Velocidad en kph
3.28	349.3	18	80.5
3.28	349.3	36	96.5
6.56	174.65	18	48.3
6.56	174.65	54	64.4
6.56	174.65	108	80.5

* *Running Cost of Motor Vehicles as Affected by Road Design and Traffic NCHRP Report 111.*

Resistencia a la Inercia.

Es la fuerza a vencer para incrementar la velocidad de los vehículos, y está en función del peso y de la tasa de aceleración vehicular; puede calcularse a partir de la siguiente ecuación:

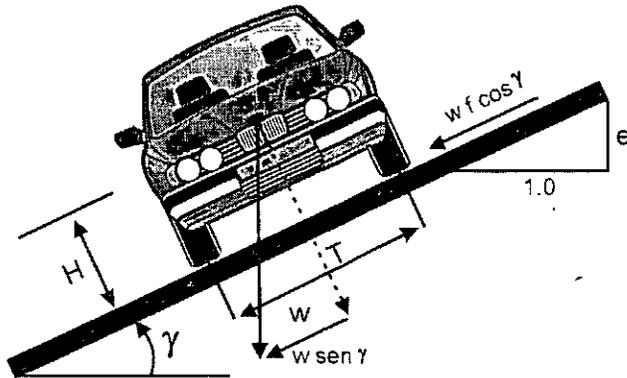
$$R_i = 28Wa$$

En donde :

R_i = resistencia a la inercia, en kg

W = peso bruto vehicular , en t

a = aceleración en k/h/s



w = Peso del vehículo
 f = Coeficiente de fricción transversal
 g = Aceleración de la gravedad
 V = Velocidad del vehículo
 R = Radio de curvatura
 γ = Ángulo de inclinación
 e = Tan r = índice de sobre aceleración
 T = ancho de entre vía
 H = Altura del centro de gravedad

Condiciones para que un vehículo viaje a través de una curva

Caballos de fuerza, HP

El caballo de fuerza es la relación entre el tiempo en realizar un trabajo y la potencia máxima que una máquina puede producir; es una medida de su capacidad de desempeño. El caballo de fuerza comúnmente en un vehículo de motor para propulsión, puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$P = 0.0036Rv$$

En donde :

P = caballos de fuerza utilizados

R = suma de resistencias al movimiento. en kg

v = velocidad en km/h

El impulso máximo de caballos de fuerza para arrancar un vehículo debe considerar ciertas partes del motor, las que incluyen el alternador, la transmisión automática, la dirección hidráulica y el aire acondicionado. Para automotores con accesorios de serie, los caballos de fuerza máximos disponibles para propulsión a 96.5 km/h es cerca del 50% de la relación de caballos de fuerza nominales del motor según el fabricante. Esta relación puede usarse para estimar los rangos de aceleración máxima dados con relación a la velocidad del motor y a los valores reales de resistencia, particularmente el rodaje y el aire.

Relación peso / potencia

La relación peso / potencia se emplea para indicar las características del rendimiento total de los vehículos; esta relación (kilogramos de peso bruto vehicular por cada HP disponible para la propulsión) es una medida directa de la lentitud de la operación vehicular, de tal manera que a las relaciones más altas corresponde el menor rendimiento del motor; y viceversa, a la mínima relación peso / potencia, la máxima eficiencia es el motor.

La relación peso / potencia se utiliza para indicar las características del desempeño total de los vehículos, particularmente para hacer comparaciones de desempeño aproximado entre diferentes tipos de transportes. La relación peso / caballos de fuerza (el número de kilogramos de peso bruto vehicular por cada caballo de fuerza disponible para la propulsión) es una medida directa de la operación vehicular. Una relación peso / caballos de fuerza baja, significa un alto desempeño a causa de que ésta refleja una alta relación de capacidad de potencia de resistencia al viaje. Las relaciones peso / caballos de fuerza puede expresarse en unidades métricas como kg/t.

Rendimientos de la aceleración

La información sobre la capacidad de aceleración vehicular resulta necesaria para evaluar los requerimientos mínimos de la distancia de visibilidad de rebasamiento y para determinar las longitudes mínimas de los carriles de aceleración y deceleración, también las tasas de aceleración son indispensables para calcular de los ciclos de los semáforos en relación con el consumo de combustible y los valores del tiempo de viaje.

Máximas tasas de aceleración

En la tabla 4 se muestran las máximas aceleraciones en caminos a nivel para diferentes tipos de vehículos.

Importancia de la aceleración en el cálculo de la distancia de visibilidad de rebase

La distancia mínima de visibilidad de rebasamiento es aplicable sólo a carreteras de dos carriles y doble sentido de circulación, y es una función de la máxima aceleración debida a la máxima velocidad que deben alcanzar los transportes cuando rebasan a otro más lento. En la tabla 6 se muestran las distancias mínimas de visibilidad de rebasamiento recomendadas para proyecto.

Tabla 4. Aceleraciones máximas para varios tipos de vehículos, desde 0 kph hasta la velocidad indicada

Tipo de vehículo	Peso típico sin carga	Potencia neta del motor				Aceleraciones máximas en caminos a nivel	
		Según el fabricante		A 24 km/h		A 24 km/h	A 48 km/h
	kg	HP	r/m	HP	r/m	km/h/s	Km/h/s
Automóvil grande	2177	350	4400	60	1420	16.1	11.3
Automóvil mediano	1814	195	4800	40	1180	12.9	8.0
Automóvil intermedio	1361	120	4400	32	1490	12.9	8.0
Automóvil compacto	952	42	3900	17	1900	9.7	6.4
Pick up	2268	125	3800	30	1300	12.9	8.0
C2	5443	142	3800	43	1500	3.2	1.6
T3S3	20411	175	3200	140	2660	3.2	1.6

En la tabla 5 se incluyen las máximas aceleraciones en caminos a nivel, para varios tipos de vehículos con incrementos de la velocidad en intervalos de 16 kph.

Tabla 5. Aceleraciones máximas, en caminos a nivel, para varios tipos de vehículos con incrementos en intervalos de 16 km/h

Tipo de vehículo	Peso típico sin carga	Velocidades desarrolladas.			
		A 48 km/h	A 64 km/h	A 80 km/h	A 97 km/h
	kg	km/h/s	km/h/s	km/h/s	km/h/s
Auto grande	2177	8.0	6.4	4.8	4.0
Auto mediano	1814	8.0	6.4	4.8	3.2
Auto intermedio	1361	6.4	4.8	3.5	1.8
Auto compacto	952	3.2	1.9	1.1	-
Pick up	2268	3.2	2.9	2.4	1.1
C2	5443	1.6	0.9	0.3	-
T3S3	20411	1.3	0.6	-	-

Las tasas de aceleración en las cuales se basan son 2.2526 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 56 kph; 2.3008 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 70 kph; 2.3652 km/h/s para 85 kph, y 2.4135 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 100 km/h.

Tabla 6. - Distancias mínimas de visibilidad de rebase para proyecto

Utilizada para proyecto		Utilizada para marcas en el pavimento	
Velocidad de diseño	Distancia mínima de visibilidad de rebase para proyecto	85 percentil de la velocidad	Mínima distancia de visibilidad de rebase para marcas en el pavimento
km/h	en m	km/h	en m
48	335	48	152
64	457	64	183
80	549	80	244
97	640	97	305
105	701	105	366
113	762	113	427
121	793	-	-
129	823	-	-

Para propósitos de proyecto, la distancia de visibilidad de rebasamiento tanto para restricciones horizontales como verticales, se calculó utilizando una altura del ojo del conductor de 1.10 m y un altura del objeto de 1.4 m; para el caso de pintar las marcas en el pavimento, éstas se estimaron a partir de una altura del ojo del conductor de 1.1 m y una altura del objeto de 1.1 m

2.8. El camino

Es la franja de terreno acondicionada para el tránsito vehicular; son parte integrante del mismo los accesos; intersecciones; paraderos; áreas de descanso; rampas de emergencia; pasos peatonales; vehiculares y de ganado, y los demás servicios que se presten en él.

Elementos básicos

El camino, propiamente dicho se encuentra alojado en una franja de terreno denominada derecho de vía, misma que por ley tiene un ancho mínimo de 40.00 m, suficientes para alojar desde una carretera de dos carriles hasta una de cuatro, con calles laterales de servicio y demás elementos, entre otros, los carriles de cambio de velocidad, las áreas para el ascenso y descenso de pasajeros, etc.

Carril de circulación

El ancho de los carriles de circulación en tangente fluctúa entre 3.00 y 3.70 m, dependiendo del vehículo de proyecto y de la capacidad y niveles de servicio que proporcionará la vía a lo largo de su vida útil; para los caminos **B**, **A** y **ET** el ancho mínimo de carril es de 3.50 m; para el resto de los caminos el valor mínimo es de 3.00 m, a excepción de los rurales de un sólo carril para ambos sentidos de circulación, que es de 4.50 m.

Acotamientos

Son fajas adyacentes a la calzada definidas por la orilla de ésta y el hombro. Van a ambos lados, aunque pueden ser de anchos diferentes.

Los acotamientos tienen por objeto:

- a) Suministrar seguridad al usuario al proporcionar en caso de emergencia, un ancho adicional de superficie de rodamiento
- b) Dar confinamiento al pavimento
- c) Aumentar la distancia de visibilidad en curvas horizontales en secciones en corte, y cuando se tenga una barrera central
- d) Facilitar los trabajos de conservación

El ancho del acotamiento derecho es de 2.50 a 3.00 m, y el izquierdo cuando la faja separadora central es angosta, de 2.00 m. Si es ancha, el acotamiento izquierdo puede ser de 1.00 m.

El color y la textura de los acotamientos serán, de preferencia, distintos a los de la calzada, y su pendiente transversal igual al de ésta.

Sección transversal

La complejidad de la sección transversal de una carretera varía directamente con la importancia de la infraestructura. Se requerirán más carriles para volúmenes de diseño muy grandes, y con mayor necesidad si el porcentaje de transportes pesados es alto. La necesidad de mantener la integridad del tránsito pesado en instalaciones saturadas lleva a la creación de carriles especiales y a la eliminación de estacionamientos a la orilla de los carriles, de tal manera que se llega a la necesidad de construir calles laterales de servicio, separadas de la corriente principal con fajas separadoras laterales.

La sección transversal de las carreteras está compuesta de varios elementos, los cuales para el propósito de su clasificación se concentran en tres amplios grupos: 1) la carretera en sí, con sus tangentes y curvas, tanto verticales como horizontales; 2) los elementos separadores del tránsito; y 3) las orillas de la carretera. Las dimensiones de cada uno se basan en la evaluación de los factores de proyecto y del nivel de servicio establecido en la infraestructura propuesta.

Pendiente del pavimento

Los pavimentos están peraltados desde el centro hasta cada orilla del camino para prevenir el estancamiento del agua, y permitir el escurrimiento en forma expedita. Un 2% de bombeo es suficiente, sin embargo, pudiera utilizarse un valor máximo del 3%.

Hombros

Se deberán proveer a todo lo largo de las carreteras, ya que proporcionan seguridad en paradas eventuales a la orilla de los caminos, y para reducir las fallas estructurales en la parte exterior del pavimento. Las dimensiones de los hombros, generalmente son de 3.0 m de ancho en todas las carreteras. En la selección de los materiales, el color y la textura de los hombros debe procurarse un contraste adecuado entre éstos y el pavimento adyacente.

Ancho de carriles

El ancho mínimo será de 3.00 m, sin embargo el recomendado es de 3.70 m, ya que proporciona mayor seguridad a los vehículos pesados, sobre todo cuando se encuentran en carriles adyacentes.

Guarniciones

Se usan para controlar el drenaje, delinear el camino y evitar encharcamientos en ciertas áreas; hay dos tipos generales de guarniciones, montables y de barrera; las de barrera se diseñaron para prevenir o por lo menos impedir encharcamientos, y evitar que los vehículos las traspasen.

Las guarniciones montables se concibieron para que puedan cruzarse fácilmente sin ningún riesgo a velocidades relativamente altas. Las montables son generalmente bajas (menos de 15 cm), y tienen un talud de 2:1.

Las de barrera varían desde 15 hasta 50 cm de alto, dependiendo de la naturaleza del escurrimiento que vayan a prevenir. Son generalmente verticales o inclinadas no más de 1:3. Se usan en puentes y como protección alrededor de los pilares, o a lo largo de los muros para prevenir que los vehículos golpeen. Cuando se espera que los transportes se detengan adyacentes a ellas, su altura no debe exceder los 15 cm.

Las guarniciones de barrera continuas tienen que estar alineadas por lo menos 30 cm desde la orilla del carril de tránsito.

1.9. La velocidad

La velocidad es uno de los principales elementos para el proyecto geométrico de carreteras, ya que de ella dependen muchos de sus elementos de diseño; a continuación se describirá cada una de las velocidades que intervienen en el proyecto geométrico de carreteras.

Velocidad de proyecto

Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino, y se utiliza para determinar los elementos geométricos del mismo como son los grados de curvatura; las longitudes críticas de las pendientes longitudinales; las distancias de visibilidad, ya sean de parada, de rebasamiento o de encuentro; sobrelevaciones en curva, etc.

Su selección depende del tipo de camino a proyectar y de los niveles de servicio que se proporcionarán, entre otros muchos elementos.

La velocidad de proyecto debe armonizar la seguridad, los alineamientos vertical y horizontal, la sobrelevación y las distancias de visibilidad, sin menospreciar el tránsito y su composición vehicular y su incidencia en los niveles de servicio, y los costos de operación vehicular.

2.- ELEMENTOS PARA PROYECTO

Proyecto geométrico

Proyecto es el conjunto de escritos, cálculos y dibujos que se hacen para dar idea del costo y realización de una obra de ingeniería; el proyecto contendrá los elementos mínimos indispensables para materializarlo, mismos que lo caracterizarán como tal, por tal motivo, **al proyectar una carretera estaremos dando las ideas, los trazos y dispondremos, o propondremos el plan o los medios para ejecutar la obra.**

El proyecto geométrico trata de los elementos de la carretera tales como secciones, pendientes, curvatura, distancia de visibilidad y gálibos, así como con las combinaciones de estos elementos.

Hay varios factores del tránsito, los cuales influyen el proyecto geométrico. Los vehículos viajan en la carretera bajo el control de operadores individuales lo cual hace imperativo tomar en consideración las habilidades y limitaciones del conductor, el transporte y la carretera, individualmente y en combinación; sin embargo, es de extrema importancia proyectar las vías para acomodar el tránsito en el horizonte de proyecto. De esta forma, la composición del flujo vehicular, el volumen y las velocidades son definitivos para el proyecto.

Las características físicas del lugar, los datos del tránsito, la capacidad y el nivel de servicio determinan el tipo de instalación que se requiere para servir a las necesidades del tránsito, su localización precisa y su diseño geométrico. El balance de las pendientes, los cálculos del drenaje y las consideraciones del derecho de vía son de igual importancia.

Tipos de terreno

La topografía y su pendiente transversal, ejercen influencia sobre el alineamiento de los caminos, de tal manera que tiene efectos en el alineamiento horizontal, pero es más evidente su efecto sobre el alineamiento vertical; para caracterizar sus variaciones, se definen tres tipos de terrenos.

Terreno tipo plano: aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y generalmente de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula, permitiendo diseñar caminos sin restricciones en las distancias de visibilidad, tanto en el alineamiento vertical como en el longitudinal.

Terreno tipo lomerío: aquel cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones consistentes, de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de 45 %; lo anterior ocasiona que el diseño del camino tenga algunas pendientes con restricciones en las alineaciones vertical y horizontal.

Terreno tipo montañoso: aquel con pendientes transversales mayores al 45 %, caracterizado también por accidentes topográficos notables; al proyectar un camino en este tipo de terreno, se requerirán cortes y terraplenes frecuentes, ocasionando pendientes longitudinales largas.

2.1. Distancias de Visibilidad

Para el proyecto geométrico de carreteras, la distancia de visibilidad es la que permite al conductor percibir en su entorno las situaciones propias de la corriente del tránsito, de las características geométricas del camino y de las posibles situaciones de riesgo; esta distancia se considera en condiciones atmosféricas y del tránsito favorable

Las distancias de visibilidad dependen de la velocidad de proyecto, de la altura del ojo del conductor, de la distancia de frenado, y de los tiempos de percepción-reacción del conductor y del peatón; conjugando todos estos elementos es posible determinar las siguientes distancias: de parada, para rebasar y de encuentro, en curvas horizontales y verticales; y de visibilidad en intersecciones,

Distancia de visibilidad de parada

Es la distancia de visibilidad mínima necesaria para que un vehículo, sobre pavimento mojado, y que viaja a la velocidad de proyecto o a menor velocidad, al ver un objeto en su trayectoria pueda detenerse antes de llegar a éste. Es la mínima distancia de visibilidad que debe de proporcionarse en cualquier punto de la carretera.

Esta distancia tiene dos componentes, la distancia recorrida durante los tiempos de percepción-reacción y la de frenado, y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_p = \frac{vt}{3.6} + \frac{v^2}{254(f+p)}$$

En donde :

D_p = distancia de visibilidad de parada en m

v = velocidad de proyecto en km/h

t = tiempo de percepción - reacción, en s

f = coeficiente de fricción longitudinal llantas - pavimento

p = pendiente de la tangente vertical, en %

Para calcular la distancia de visibilidad de parada se considera como altura del ojo del conductor 1.07 m, y como altura del objeto sobre el camino de .15 m.

En la siguiente tabla se muestran los valores de la distancia de visibilidad de parada correspondientes al rango de velocidades de proyecto de 30 km/h hasta 110 km/h.

Tabla 12. Distancia de Visibilidad de Rebasamiento

Velocidad de proyecto en km/h	reacción		Coeficiente de fricción longitudinal	Distancia de frenado en m	Distancia de visibilidad en m	
	Tiempo en s	Distancia en m			Calculada	Para proyecto
30	2.5	20.83	0.400	8.86	29.69	30
40		27.78	0.380	16.58	44.35	44
50		34.72	0.360	27.34	62.06	62
60		41.67	0.340	41.69	83.35	83
70		48.61	0.325	59.36	107.97	108
80		55.56	0.310	81.28	136.84	137
90		62.50	0.305	104.56	167.06	167
100		69.44	0.300	131.23	200.68	201
110		76.39	0.295	161.48	237.87	238

Distancia de Visibilidad de Rebasamiento

Es la distancia de seguridad mínima necesaria para que un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario; esta distancia sólo se utiliza en el proyecto geométrico de carreteras de dos carriles.

Para efecto de medición de la distancia de visibilidad de rebasamiento, se considera como altura del ojo del conductor 1.08 m y como altura del objeto 1.30 m, medidas ambas sobre la superficie de la calzada.

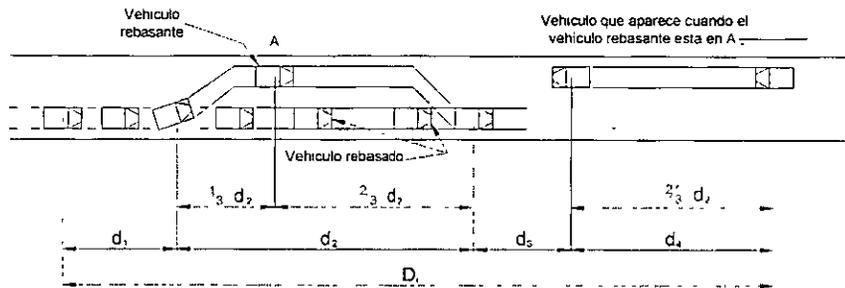
Para determinar la distancia de visibilidad se consideran las siguientes hipótesis, suponiendo que sólo un vehículo adelanta a otro:

1. El vehículo que se rebasará circula a velocidad uniforme
2. El vehículo que va a rebasar alcanza al vehículo que va a ser rebasado y circulan a la misma velocidad, hasta que inicia el rebasamiento
3. Cuando se llega al tramo para rebasar, el conductor del vehículo que va a rebasar, después de un tiempo de percepción-reacción, acelera su vehículo para iniciar la maniobra
4. La acción de rebasar se realiza bajo lo que puede llamarse maniobra de arranque demorado y retorno apresurado, cuando al ocupar el carril izquierdo para rebasar se presenta un vehículo en sentido contrario con igual velocidad que el rebasante. Aunque la acción se realiza acelerando durante toda la maniobra, se considera que la velocidad del vehículo rebasante mientras ocupa el carril izquierdo es constante, y tiene un valor de 15 kmph, mayor que la del transporte rebasado
5. Cuando el vehículo rebasante regresa a su carril hay suficiente distancia entre él y el que viene en sentido contrario, para lo cual se considera que este último viaja a la misma velocidad que el vehículo que está rebasando, y la distancia que recorre es dos tercios la distancia que requiere el vehículo rebasante en el carril izquierdo.

De acuerdo con las hipótesis anteriores, la distancia de visibilidad para rebasar mínima para carreteras de dos carriles se determina por la suma de cuatro distancias que a continuación se enuncian.

1. **D1:** distancia recorrida durante el tiempo de percepción-reacción y durante la aceleración inicial hasta el punto en donde el vehículo rebasante comienza a invadir el carril izquierdo
2. **D2:** distancia que recorre el vehículo rebasante desde que invade el carril izquierdo hasta que regresa al carril derecho
3. **D3:** distancia entre el vehículo rebasante al terminar su maniobra y el que circula en sentido opuesto
4. **D4:** distancia que recorre el vehículo que circula en sentido opuesto. Se considera que esta distancia es igual a dos tercios la distancia que el vehículo rebasante requiere durante su maniobra

Estas distancias se esquematizan en la siguiente **figura 10**



En los años 1941, 1957, 1971 y 1978 se realizaron extensos estudios de la manera como los conductores llevan a cabo la maniobra para rebasar; los datos se agruparon en tres intervalos de velocidad, 48-64 km/h, 64-80 km/h y 80-97 km/h, los cuales se muestran en la tabla 13; se extrapoló un cuarto intervalo de velocidades entre 97 y 113 km/h, a partir de los datos obtenidos en campo.

Es importante mencionar que en el estudio de 1978 se observaron tasas de aceleración más altas que en los años anteriores, mismas que inciden en la distancia de visibilidad para rebasar, y son las que se muestran en la tabla 13.

Tabla 13. – Distancia mínima de visibilidad para rebasar para proyecto

Velocidad de Proyecto en km/h	Velocidad de operación		Distancia de visibilidad para rebasar en m
	Vehículo rebasado	Vehículo rebasante	
30	30	46	230
40	37	53	295
50	44	60	355
60	51	67	420
70	58	74	485
80	64	80	550
90	71	87	610
100	78	94	675
110	85	101	740
120	92	108	800

Distancia de Visibilidad de Encuentro.

Los caminos rurales (tipo E) son obras de especificaciones modestas, que permiten comunicar en todo tiempo comunidades con menos de 2500 habitantes con objeto de ayudarlas a vincularse al resto del país, mejorándoles sus condiciones de vida y creando actividades económicas, razón por la cual constituyen obras de carácter social.

El TDPA que circula por este tipo de caminos es menor a los 100 vehículos, lo cual determina que se proyecten con especificaciones modestas, obteniéndose de esta manera un costo bajo por kilómetro de camino construido, pudiéndose tener así un mayor número de estos en beneficio de un mayor número de comunidades comunicadas.

El hecho de que estos caminos tengan un sólo carril de circulación provoca algunas situaciones de conflicto cuando se encuentran dos vehículos en sentidos opuestos. La probabilidad de que se presenten conflictos de esta naturaleza depende del número de unidades que circulen, de la velocidad de operación, y de la longitud de la vía.

Estas situaciones críticas, asociadas con la probabilidad de que se presenten, constituyen una medida de efectividad del servicio del camino, en virtud de que se encuentran vinculadas a los costos de operación de los vehículos.

El análisis de las probabilidades de encuentro, determinó la necesidad de construir libraderos, espaciados entre 500 y 1000 metros, mismos que permiten el tránsito seguro en ambos sentidos de circulación y evitan maniobras erróneas, optimizándose el costo de operación con el mínimo de demoras.

La distancia de visibilidad de encuentro es la distancia mínima necesaria para que dos conductores que se encuentran al circular en sentidos opuestos, en carreteras tipo E de un sólo carril, detengan sus vehículos con seguridad y así realizar la maniobra necesaria para que alguno de ellos ingrese al libradero correspondiente, y ambos puedan continuar su viaje.

Esta distancia corresponde a dos veces la distancia de visibilidad de parada y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_e = 2 * D_{vp}$$

En donde :

D_e = distancia de visibilidad de encuentro, en m

D_{vp} = distancia de visibilidad de parada, en m

2.2.- Alineamiento Horizontal

La alineación horizontal es la proyección del eje de proyecto (eje de la sub-corona) de una carretera sobre un plano horizontal; los elementos que la integran son las tangentes, las curvas, y las curvas de transición.

Generalidades

El alineamiento de una carretera es una serie de tangentes de sección recta unidas por curvas circulares. La fuerza centrífuga asociada con un vehículo que circula por una curva requiere que esta esté peraltada o con sobre elevación para contrarrestar en un grado razonable, la fuerza centrífuga. Para cambiar con suavidad de un tramo recto a uno con curvas, deben usarse curvas espirales de transición que faciliten el cambio de bombeo a sobre elevación.

El alineamiento horizontal necesita estar balanceado para proporcionar tanto como sea posible, una operación continua a la velocidad de proyecto, o la más probable a prevalecer bajo las condiciones generales en cada sección de la carretera.

Por ejemplo, no deben usarse curvas cuyo grado de curvatura sea muy alto después de un tramo recto y largo, en el cual es probable que los vehículos circulen a altas velocidades. Los conductores pueden ajustarse a cambios en las condiciones del camino si éstos son obvios y razonables, por lo que conviene evitar por todos los medios el elemento sorpresa.

El proyectista debe siempre intentar recurrir a curvas suaves, y únicamente utilizar curvatura máxima bajo las más críticas condiciones.

En el proyecto geométrico es necesario establecer la relación entre velocidad de diseño, curvatura y sobre elevación.

Tangentes

Las tangentes del alineamiento horizontal se definen por su dirección y magnitud; la dirección es el azimut, y la magnitud la distancia de las curvas consecutivas que unen

La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad, ya que tangentes largas son causa potencial de accidentes debido a la somnolencia que producen en el conductor al mantener concentrada la atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien por el deslumbramiento que se da durante la noche.

La longitud mínima de una tangente entre dos curvas consecutivas se define por la longitud necesaria para proporcionar a cada curva la transición entre el bombeo en tangente y la sobre elevación en curva, y la ampliación en las curvas;

también, si une dos curvas circulares inversas con espirales de transición, su longitud mínima será 1.7 veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la semisuma de las longitudes de las espirales.

La longitud de una tangente que une dos curvas circulares de la misma dirección, las cuales cuentan con espirales de transición podrá ser igual a cero metros.

Al pasar de una tangente larga a una curva, esta deberá tener cuando mucho 2.75° de curvatura.

Curvas circulares

Son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes horizontales consecutivas; están definidas por su grado o radio de curvatura y por su longitud; las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un sólo arco de círculo, o de dos o más sucesivos, de diferente grado. En el trazo de carreteras el grado de curvatura se define como el ángulo, subtendido por un arco de 20 metros.

Cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular, se denomina curva circular simple; en el sentido del cadenamamiento pueden ser curvas derechas o izquierdas.

Cuando un vehículo circula sobre una curva, se fuerza a salirse radialmente por efecto de la fuerza centrífuga, la cual es contrarrestada por la componente vertical del peso del vehículo, la sobre elevación de la curva y el coeficiente de fricción transversal entre las llantas y la superficie de rodamiento.

La longitud máxima de una curva circular, sin contar sus espirales de transición será la distancia recorrida por un vehículo en 20 s a la velocidad de proyecto.

El grado de las curvas circulares se deberá elegir de manera que se ajuste lo mejor posible a la configuración del terreno, procurando optar por el menor posible para permitir la fluidez del tránsito, evitando cambios bruscos en la velocidad de proyecto.

Curvas espirales de transición

Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva requiere hacerlo en forma gradual, tanto en lo que se refiere al cambio de dirección, como a la sobre elevación y a la ampliación necesarias. Para lograr este cambio gradual deberán utilizarse curvas espirales de transición, por las siguientes razones.

1. Se ajustan a la trayectoria natural del vehículo
2. Proporciona un desarrollo óptimo de la sobre elevación
3. Facilita el sobreancho del pavimento en las curvas
4. Mejora la calidad estética del proyecto

Las espirales dan como resultado menor fricción entre las llantas y el pavimento, lográndose con esto el incremento de la seguridad en las curvas con espirales, debido esencialmente a que en su longitud, el cambio de bombeo a sobre elevación se efectúa en forma gradual. Las espirales de transición quedan definidas por su forma y longitud.

La forma de la espiral corresponde a la clotoide o espiral de Euler, cuya expresión es:

$$R_c L_e = A^2$$

En donde :

R_c = radio de la curva circular, en m

L_e = longitud de la espiral de transición, en m

A = parámetro de la espiral

y su longitud está dada por la siguiente fórmula:

$$l_e = ((1.5625 * v + 75) * (a + A_c) * S$$

En donde :

l_e = longitud de la espiral de transición en metros.

v = velocidad de proyecto en km/h.

a = ancho de carril en metros.

A_c = ampliación en curva.

S = sobreelevación en tanto por uno (m/m).

Con esta fórmula se calcula la longitud de espiral para una carretera de dos carriles; cuando sea de tres carriles, la longitud obtenida se multiplica por 1.2; para caminos de cuatro carriles sin dividir se multiplica por 1.5, y para vías de cuatro carriles divididos o más de cuatro sin dividir se multiplica por 2.5

Sobre elevación

La sobre elevación es la pendiente transversal descendente que se da a la corona hacia el centro de las curvas de la alineación horizontal, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga.

Los valores máximos de sobreelevación se establecen para condiciones operativas de baja velocidad y situaciones ambientales de hielo y nieve; así, la práctica recomienda proyectar las carreteras con sobre elevaciones máximas cuyos valores fluctúan entre el 8 y 10 %.

La sobre elevación se puede dar sobre:

1. La línea central
2. El borde interior del pavimento
3. La línea interior de la corona
4. El borde exterior del pavimento
5. La línea exterior de la corona

Coefficiente de fricción transversal

Los valores de los coeficientes de fricción transversal son un insumo básico en el proyecto geométrico de las curvas, por lo que es importante conocer el coeficiente de fricción lateral entre llantas y superficie de rodamiento; en la tabla 14 se muestran los coeficientes de fricción transversal para diferentes velocidades de proyecto.

Tabla 14. Coeficientes de fricción transversal para diferentes velocidades de proyecto

Velocidad de proyecto en kmph	Coefficiente de fricción transversal μ
30	0.210
40	0.190
50	0.175
60	0.165
70	0.150
80	0.140
90	0.130
100	0.125
110	0.115

Grado máximo de curvatura

El cálculo del grado máximo de curvatura está en función de la sobre elevación máxima, del coeficiente de fricción transversal y de la velocidad de proyecto; las ecuaciones que permiten definir ese parámetro son:

$$R_{min} = \frac{0.00785 * v^2}{s + \mu}$$

$$G_{max} = \frac{1145.92}{R_{min}}$$

En donde :

R_{min} = radio mínimo de curvatura, en m

v = velocidad de proyecto, en km/h

s = sobre elevación máxima , en valor absoluto

μ = coeficiente de fricción transversal

$G_{máx}$ = grado máximo de curvatura

Con las expresiones anteriores se calculan los grados máximos de curvatura, con sus correspondientes radios mínimos, para utilizarse en el proyecto geométrico de carreteras, teniendo como parámetros principales el 8 y el 10 % de sobre elevación máxima, mismo que se incluyen en la siguiente tabla:

Tabla 15. Grados máximos de curvatura para sobre elevaciones del 8 y 10 %

velocidad de proyecto	Coeficiente de fricción transversal	Grado máximo calculado para sobre elevación		Valores para Proyecto			
				s = 0.10		s = 0.08	
		0.10	0.08	G	R	G	R
30	0.210	50.28	47.04	50.25	22.80	47.00	24.38
40	0.190	26.46	24.63	26.45	43.32	24.50	46.77
50	0.175	16.06	14.89	16.00	71.62	14.89	76.96
60	0.165	10.75	9.93	10.75	106.60	9.93	115.40
70	0.150	7.45	6.85	7.45	153.81	6.85	167.29
80	0.140	5.47	5.02	5.45	210.26	5.00	229.18
90	0.130	4.15	3.78	4.13	277.80	3.75	305.58
100	0.125	3.28	2.99	3.25	352.59	3.00	381.97
110	0.115	2.59	2.35	2.50	458.37	2.25	509.30

2.3. Alineamiento vertical

Definición

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. El eje de la subcorona en la alineación vertical se llama línea subrasante y consiste de tangentes y curvas verticales.

Tangentes verticales

Las tangentes verticales se caracterizan por su longitud y su pendiente y están limitadas por dos curvas verticales sucesivas. La longitud de una tangente vertical es la distancia, medida horizontalmente, entre el fin de la curva vertical anterior y el principio de la siguiente curva vertical. La pendiente de la tangente vertical es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

El punto de intersección de dos tangentes verticales consecutivas se denomina punto de inflexión vertical (**PIV**), y a la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa con la letra **A**.

La característica principal que debe resolverse en el diseño de las tangentes verticales es la pendiente, la cual se define con la velocidad de proyecto; así como con las condiciones operacionales del tránsito, y a la configuración del terreno.

Pendiente gobernadora

Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para vencer un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la configuración del terreno; la mejor pendiente gobernadora será aquella que, al conjugar esos conceptos permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno. Se recomienda para terreno montañoso utilizar una pendiente del 4%, y para el terreno lomerío una del 3%. En el caso del terreno plano ésta se considera nula.

Pendiente máxima

Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto, se determina por el volumen de tránsito previsto y su composición, así como por la configuración del terreno.

La pendiente máxima se empleará cuando convenga desde el punto de vista económico para salvar ciertos obstáculos locales, tales como cantiles, fallas y zona inestables, siempre que no se rebase la longitud crítica.

Las pendientes de la tabla 16, se basan en la velocidad de proyecto y en el tipo de terreno, son las máximas que deben emplearse para el diseño de carreteras.

Pendiente mínima

La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula, sin embargo, no es recomendable; en los cortes se recomienda una pendiente de 0.5% como mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas; en ocasiones, la longitud de los cortes y la precipitación pluvial de la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

Longitud crítica en pendientes del alineamiento vertical

Es la longitud máxima en la que el vehículo de proyecto puede ascender sin reducir su velocidad más allá del límite previamente establecido.

Los elementos que intervienen para determinar la longitud crítica de una tangente, son fundamentalmente:

- El vehículo de proyecto
- La configuración del terreno
- El volumen de tránsito y la composición vehicular
- El tipo de camino

El vehículo, con su relación peso/potencia, define características de operación que determinan la velocidad con que es capaz de recorrer una pendiente dada. La configuración del terreno impone condiciones al proyecto, que desde el punto de vista económico, obligan a emplear pendientes que reducen la velocidad de los vehículos pesados y hacen que éstos interfieran con los ligeros. El volumen de tránsito y su composición vehicular son elementos primordiales para el estudio económico del tramo, ya que los costos de operación dependen básicamente de ellos.

Con las gráficas de la capacidad del motor, elaboradas con base en la relación peso/potencia, se determina el efecto de la pendiente y su longitud sobre las velocidades del vehículo de proyecto; para el cálculo de las longitudes críticas, el criterio establecido en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras prevalece, tomando en cuenta que:

1. La velocidad mínima al final de una tangente vertical ascendente, ya sea ésta simple o compuesta, nunca deberá ser menor a la mínima establecida para el proyecto de cada tipo de carreteras
2. Se deberán utilizar las **tablas interactivas 17 y 18**, según el vehículo de proyecto de que se trate

Para una correcta selección de la pendiente debe hacerse un balance del costo anual agregado por la reducción de la pendiente contra el costo anual agregado de la operación vehicular, sin la reducción de la pendiente.

Los problemas de la pendiente se analizan con respaldo en la operación vehicular; sin embargo, por seguridad se requiere de mayores consideraciones, ya que las pendientes bajas son más seguras en climas húmedos, con hielo o nieve; en cambio, las pendientes altas al reducir la velocidad de los camiones provocan líneas de espera atrás de ellos en carreteras de dos carriles.

Curvas verticales

Son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical para que en su longitud, se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la pendiente de la tangente de salida.

Los diferentes tipos de curvas verticales se muestran en la **fig 11** del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.

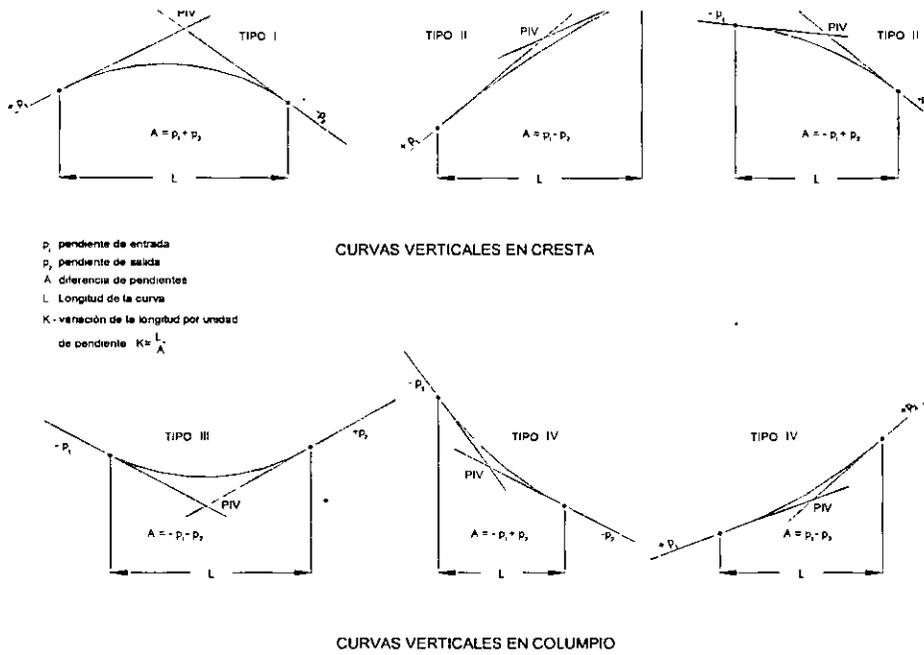


FIGURA 8.2. TIPOS DE CURVAS VERTICALES

TABLA 16.- CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LAS CARRETERAS

CONCEPTO		UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																											
			E					D					C					B					A							
NIVEL DE SERVICIO ESPERADO EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		NS	No aplica					D										C												
TERRENO	MONTAÑOSO	-	[Barra]					[Barra]					[Barra]					[Barra]					[Barra]							
	LOMERIO		[Barra]					[Barra]					[Barra]					[Barra]					[Barra]							
	PLANO		[Barra]					[Barra]					[Barra]					[Barra]					[Barra]							
VELOCIDAD DE PROYECTO		Km/h	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA		m	30	40	55	75	95	30	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE		m	-	-	-	-	-	135	180	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	
GRADO MAXIMO DE CURVATURA		°	60	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	7	12	23	36	3	4	8	14	20	4	8	14	20	31	43	57	8	14	20	31	43	57	72	14	20	31
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	15	20	4	7	10	15	20	7	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25
	LONGITUD MINIMA	m	20	30	30	40	40	20	30	30	40	40	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	40	40	50	
PENDIENTE GOBERNADORA		%	9					8					6					5					4							
PENDIENTE MAXIMA		%	13					12					8					7					6							
ANCHO DE CALZADA		m	4.0					6.0					6.0					7.0					7.0	2 X						
ANCHO DE CORONA		m	4.0					6.0					7.0					9.0					12.0	? 2						
ANCHO DE ACOTAMIENTOS		m	-					-					0.5					1.0					2.5	3.0 EXT 0.5 INT						
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL		m	-					-					-					-					-	? 1						

Si el punto de intersección de las dos tangentes está arriba de la superficie de la carretera, la curva vertical se llama "cresta", si está abajo, se le conoce como "columpio". Las curvas verticales deben proporcionar un diseño seguro y cómodo en la operación vehicular, y con un drenaje adecuado. Los factores a ser considerados en el diseño de las curvas verticales son la distancia de visibilidad a lo largo de la curva; la comodidad en el trayecto al recorrer la curva vertical; la económica en las terracerías; y la simplicidad de los cálculos.

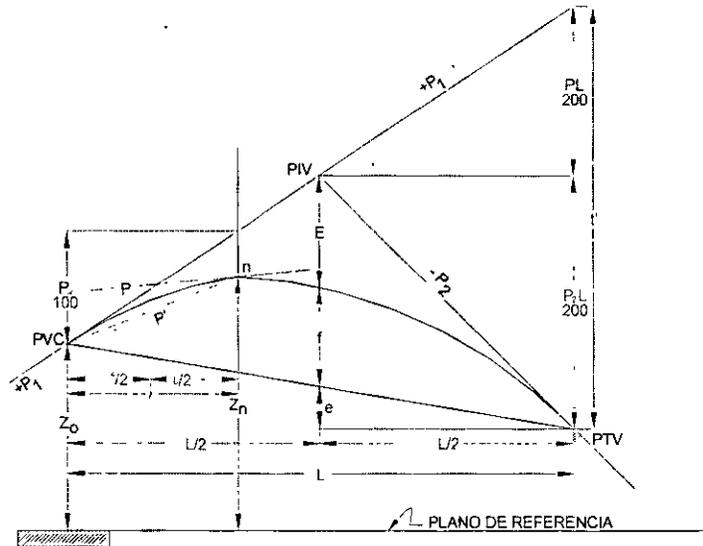
Los tipos de curvas empleados en el proyecto de curvas verticales pueden ser circulares, espirales y parabólicas. Las que proporcionan la máxima seguridad y comodidad son las curvas verticales parabólicas; mismas que se identifican por su longitud L y la diferencia algebraica A de las pendientes que unen p_1 y p_2

Con cada curva, el alineamiento vertical de la tangente varía con el cuadrado de la distancia horizontal desde el extremo de la curva. Las elevaciones a lo largo de la curva se calculan simplemente como las proporciones del alineamiento vertical en el punto vertical de intersección (**PIV**), el cual es $AL/800$.

La operación segura de vehículos demanda que se prevea una línea de visibilidad clara de una longitud adecuada. Las distancias de visibilidad a utilizarse en el diseño de curvas verticales son la de visibilidad de parada y la de visibilidad para rebasar. Una distancia de visibilidad de parada segura es la distancia mínima requerida para que un conductor detenga su vehículo mientras viaja cercano a la velocidad de proyecto. En suma, en vías de dos carriles, la oportunidad para rebasar vehículos que viajan más lento que los demás se debe proveer a intervalos, de manera que en tramos de 5 km, se tengan los siguientes subtramos con distancia de visibilidad de rebase:

Tipo de camino	Subtramos con distancia de visibilidad para rebasar
Tipo D	Un de 600 m, o dos de 300 m
Tipo C	Uno de 1500 m, o dos de 750 m, o tres de 500 m, o cuatro de 375 m
Tipos ET, A y B	Uno de 3000 m, o dos de 1500 m, o tres de 1000 m, o cuatro de 750 m, o cinco de 600 m, o seis de 500 m

Los elementos de una curva vertical parabólica se muestran en la **fig 12** y se calculan como sigue:



- PIV - Punto de intersección de las tangentes
- PCV - Punto en donde comienza la curva vertical
- PTV - Punto en donde termina la curva vertical
- n - Punto cualquiera sobre la curva
- P_1 - Pendiente de la tangente de entrada en por ciento
- P_2 - Pendiente de la tangente de salida en por ciento
- P - Pendiente en un punto cualquiera de la curva en por ciento
- P' - Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera en por ciento
- A - Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida
- L - Longitud de la curva
- E - Externa
- f - Flecha
- ℓ - Longitud de curva a un punto cualquiera
- t - Desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera
- K - Variación de longitud por unidad de pendiente, $K = LA$
- Z_0 - Elevación del PCV
- Z_n - Elevación de un punto cualquiera

FIGURA 8.3 ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

1. longitud. Es la distancia medida horizontalmente entre dos puntos, el principio curva vertical (PCV) y el principio tangente vertical (PTV); para calcular la longitud de estas curvas existen cuatro criterios.

1.1 criterio de comodidad. Se aplica al proyecto de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehiculo al cambiar de dirección, se suma al peso propio de éste. Se recomienda que la aceleración centrífuga en la curva no exceda de 0.305 m/s^2 de tal manera que

$$K = \frac{L}{A} \geq \frac{v^2}{395}$$

En donde :

v = velocidad en km/h

K = es el recíproco de la variación de la pendiente por unidad de longitud

L = longitud de la curva vertical, en m

A = diferencia algebraica de pendientes

1.2 criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente; empíricamente la AASHTO determinó que

$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

1.3 criterio de drenaje. Se aplica al de proyecto de ambos tipos de curvas verticales, en cresta y en columpio, siempre y cuando estén alojadas en corte; de tal manera que la pendiente en cualquier punto de la curva debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente. Igualmente que en el caso anterior, la AASHTO determinó lo siguiente

$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

1.4 criterio de seguridad. Se aplica a curvas en cresta y en columpio; su longitud debe ser tal que en toda la curva, la distancia de visibilidad sea mayor o igual a la de parada.

Las expresiones que permiten calcular la longitud de las curvas verticales, tanto para distancia de visibilidad de parada como de rebase son las siguientes:

Para curvas en cresta

$$D > L; L = 2D - \frac{C_1}{A}$$

$$D < L; L = \frac{AD^2}{C_1}$$

Para curvas en columpio

$$D > L; L = 2D - \frac{C_2 + 3.5D}{A}$$

$$D > L; L = \frac{AD^2}{C_2 + 3.5D}$$

El valor de las constantes para el vehículo de proyecto se indica en el cuadro siguiente:

Constante	Distancia de visibilidad	
	Parada	Rebase
C_1	425	1000
C_2	120	-

El valor mínimo para curvas diseñadas con la distancia de visibilidad de rebase no será menor al obtenido con la siguiente expresión

$$L = 0.6v$$

En donde :

l = longitud mínima de la curva, en m

v = velocidad de proyecto, en km/h

Para proyecto, el criterio a seguir debe ser el de seguridad, que satisfaga cuando menos la distancia de visibilidad de parada. El criterio de apariencia sólo debe de emplearse en caminos tipo **ET y A2**; por otra parte, el drenaje siempre debe de resolverse, sea con la longitud de curva o modificando las características hidráulicas de las cunetas.

El caso más crítico es el cálculo de las curvas con el criterio de seguridad que satisface la distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva, empleando las fórmulas correspondientes a la condición $D < L$

2. Pendiente en un punto cualquiera de la curva. Para determinar esta pendiente P , se utiliza la siguiente expresión:

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

En donde:

P, P_1, A están expresadas en por ciento y l y L en metros

3. **Pendiente de la cuerda en un punto cualquiera.** Esta pendiente se simboliza con P' y se calcula con la siguiente expresión:

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

4. **Desviación respecto a la tangente.** Es la diferencia de ordenadas entre la prolongación de la tangente y la curva, llamada t ; se calcula con la siguiente expresión:

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

5. **Externa.** Es la distancia entre el PIV y la curva, medida verticalmente y se le representa como E ; se calcula con la siguiente expresión:

$$E = \frac{AL}{800}$$

6. **Flecha.** Es la distancia entre la curva y la cuerda PCV – PTV, medida verticalmente; se representa como f y se calcula con:

$$f = \frac{AL}{800}$$

7. **Elevación de un punto cualquiera de la curva Z_n ,** se calcula con la siguiente expresión:

$$Z_n = Z_{n-1} + \frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N} (2n - 1)$$

2.4. Sección transversal

La sección transversal de un camino debe proporcionar a los usuarios un nivel de servicio aceptable dentro de toda la vida útil del proyecto; una sobre elevación suficiente que conjuntamente con la fricción transversal, contrarresten la fuerza centrífuga en las curvas horizontales; asimismo, debe proporcionar cuando menos, la distancia de visibilidad de parada en curvas derechas e izquierdas; pantallas que eviten deslumbramientos o distracción; rápido drenaje de la superficie de rodamiento; arbustos laterales que en su caso, puedan amortiguar el impacto de un vehículo accidentado; con una imagen que haga confortable, placentero y seguro el viaje.

Definición

La sección transversal de un camino en un punto cualquiera de éste es un corte vertical, normal al alineamiento horizontal, que define la posición y dimensiones de los elementos que forman el camino en el punto correspondiente a cada sección, y su relación con el terreno natural.

Elementos que la integran

Los elementos que integran la sección transversal son:

1. **Corona**
 - Rasante
 - Pendiente transversal
 - Bombeo
 - Sobre elevación
 - Transición de bombeo a sobre elevación
 - Calzada
 - Carril
 - Ancho de calzada en tangente
 - Ancho de calzada en curva
 - Acotamientos
2. **Subcorona**
3. **Cunetas**
4. **Contracunetas**
5. **Taludes**
6. **Partes complementarias**
7. **Derecho de vía**

1. **Corona** es la superficie del camino terminado que está comprendida entre sus hombros, es decir, entra las aristas que forman la superficie del camino y los taludes del terraplén o de las cunetas del corte. Los elementos que definen la corona son: **la rasante, la pendiente transversal, la calzada y los acotamientos.**

1.1 **Rasante.** Es la línea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona del camino. En la sección transversal está representada por un punto.

1.2 **Pendiente Transversal.** Es la pendiente de la corona, normal al eje. Se presentan tres casos: el bombeo, la sobre elevación y la transición de bombeo a la sobre elevación.

a) **Bombeo.** Es la pendiente que se da a la corona en las tangentes del alineamiento horizontal hacia uno y otro lado de la rasante, para evitar la acumulación del agua sobre el camino. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente, a fin de que el conductor no tenga sensaciones de incomodidad o inseguridad.

Tabla 17. - Bombeo de la corona según la superficie del pavimento

Superficie de la Calzada	Bombeo %
Concreto Hidráulico o asfáltico	2
Mezcla asfáltica	2 a 3

b) **Sobre elevación.** Es la pendiente transversal que contrarresta parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga en las curvas horizontales. La expresión para calcular el valor de la sobreelevación que se requiere en una curva horizontal está determinado por la expresión:

$$s = 0.00785 * \frac{V^2}{R} - \mu$$

En donde :

s : sobreelevación en valor absoluto, expresada en m/m.

V : Velocidad del vehículo en km/h.

R : Radio de la curva, en m.

μ : Coeficiente de fricción lateral.

Con la sobreelevación obtenida en la expresión anterior, un vehículo que circule por una curva a una velocidad dada se mantendrá en equilibrio, sin embargo, puede detenerse dentro de la curva y, para que no se voltee o deslice, se fijan valores de sobreelevación máxima, mostrados en la **tabla 18.**

Tabla 18. - Sobreelevación máxima por tipo de infraestructura

Tipo de infraestructura	Sobre elevación máxima en %
Autopistas	10
Carreteras que no presenten zonas de hielo o nieve	10
Carreteras en zonas de hielo o nieve	8
Enlaces de los entronques	8
Zonas urbanas	6

Una vez determinada la sobreelevación máxima, el menor radio de curvatura y su correspondiente Grado máximo de curvatura, se obtendrán con las siguientes expresiones:

$$s = 0.00785 * \frac{V^2}{R} - \mu$$

En donde :

s : sobreelevación en valor absoluto, expresada en $\frac{m}{m}$.

V : Velocidad del vehículo en $\frac{km}{h}$.

R : Radio de la curva, en m.

μ : Coeficiente de fricción lateral.

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{146000 * (\mu + s_{m\acute{a}x})}{V^2}$$

En donde :

$G_{m\acute{a}x}$: Grado máximo de curvatura.

s : sobreelevación máxima en valor absoluto, expresada en $\frac{m}{m}$.

V : Velocidad del vehículo en $\frac{km}{h}$.

μ : Coeficiente de fricción lateral.

Los valores del coeficiente de fricción lateral siguen siendo los establecidos en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, publicado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, mismos que disminuyen conforme aumenta la velocidad.

En la tabla 19, se muestran los grados máximos de curvatura para distintas velocidades de proyecto correspondientes a sobre elevaciones máximas de 10%, 8% y 6%.

Tabla 19. - Grados máximos de curvatura para sobre elevaciones máximas de 10%, 8% y 6%.

Velocidad de proyecto	Coeficiente de fricción lateral	Grado máximo de curvatura calculado para la sobre elevación máxima					
		S máx. 10%		S máx. 8%		S máx. 6%	
		G°	R	G°	R	G°	R
80	0.14	5.50	208.35	5.00	229.18	4.50	254.65
90	0.135	4.25	269.63	3.75	305.58	3.50	327.41
100	0.131	3.25	352.59	3.00	381.97	2.75	416.70
110	0.126	2.75	416.70	2.50	458.37	2.25	509.30
120	0.120	2.25	509.30	2.00	572.96	1.75	654.81

La sobreelevación en curvas con grado menor al máximo se calculará a través de una variación parabólica con valores comprendidos de S=0% para G=0° a S=Smáx para G=Gmáx. En la **Tabla 20**, se muestran valores para proyecto y se fija una sobreelevación mínima de 2% para el drenaje de la superficie de rodamiento y sobreelevaciones máximas de 10%, 8% y 6%.

Tabla 20. – Sobreelevaciones correspondientes a los grados de curvatura y sobreelevaciones máximas

Velocidad		80			90			100			110			120		
G°	R	Valores de Proyecto para las sobreelevaciones máximas indicadas														
		10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%
0.25	4583.68	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
0.50	2291-84	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.4	2.4	2.0	2.7	2.6	2.4	3.9	3.1	2.9
0.75	1527.89	2.5	2.4	2.0	3.0	2.8	2.3	3.9	3.4	2.8	4.1	3.9	3.4	4.9	4.4	4.0
1.00	1145.92	3.2	3.2	2.3	3.9	3.7	2.9	4.6	4.4	3.5	5.2	5.0	4.2	5.9	5.6	4.9
1.25	916.74	3.9	3.7	2.8	4.8	4.4	3.5	5.5	5.2	4.2	6.4	5.8	4.9	7.1	6.6	5.5
1.50	763.95	4.6	4.3	3.3	5.6	5.2	4.0	6.5	5.9	4.7	7.3	6.6	5.4	8.1	7.3	5.9
1.75	654.81	5.2	4.8	3.7	6.3	5.7	4.5	7.3	6.6	5.2	8.2	7.2	5.8	9.1	7.8	6.0
2.00	572.96	5.8	5.3	4.1	7.0	6.2	4.9	8.0	7.0	5.5	8.8	7.9	6.0	9.7	8.0	
2.25	509.30	6.4	5.8	4.4	7.6	6.7	5.2	8.6	7.5	5.8	9.5	8.0	6.0	10.0		
2.50	458.37	6.9	6.2	4.8	8.1	7.0	5.5	9.1	7.8	5.9	9.8	8.0				
2.75	416.70	7.4	6.5	5.0	8.6	7.4	5.7	9.5	7.9	6.0	10.0					
3.00	381.97	7.9	6.9	5.3	9.0	7.6	5.9	9.6	8.0							
3.25	352.59	8.3	7.1	5.5	9.4	7.8	6.0	10.0								
3.50	327.41	8.7	7.4	5.7	9.7	7.9	6.0									
3.75	305.58	8.9	7.5	5.8	9.8	8.0										
4.00	286.48	9.4	7.7	5.9	9.9											
4.25	269.63	9.5	7.8	6.0	10.0											
4.50	254.65	9.7	7.9	6.0												
4.75	241.25	9.8	8.0													
5.00	229.18	9.9	8.0													
5.25	218.27	10.0														
5.30	208.35	10.0														

c) **Transición de Bombeo a Sobre elevación.** En el alineamiento horizontal, al pasar de una sección en tangente a otra en curva, se emplea una espiral de transición, en la que se hace el cambio de la pendiente transversal de la corona, desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente a la curva. Para carreteras de cuatro carriles en un solo cuerpo, la longitud de la espiral de transición se obtiene multiplicando el valor dado para dos carriles en un solo cuerpo por 1.5. En las Figuras 13 y 14 se muestran los procedimientos por seguir en las tres situaciones posibles y se indica la variación de la sobreelevación: para el primer caso, cuando la corona tiene un solo bombeo hacia el lado derecho, para el segundo, cuando tiene un solo bombeo para el lado izquierdo y para el tercero cuando la corona tiene dos bombeos, hacia los lados derecho e izquierdo.

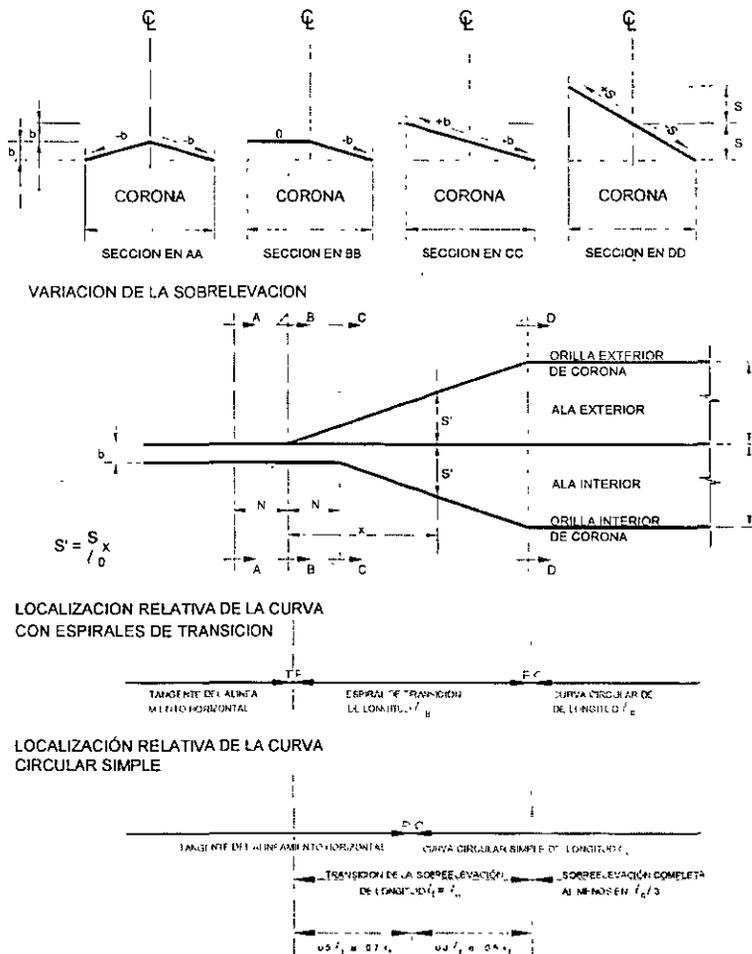


FIG. 9.4. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE EL EJE DE LA CORONA

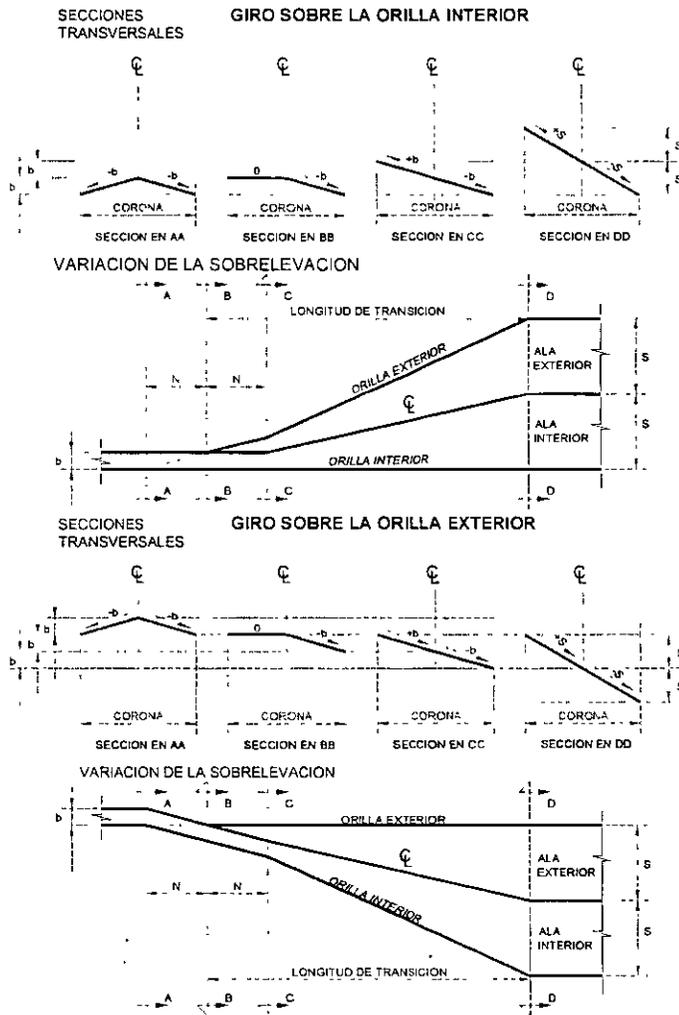


FIGURA 9.5 TRANSICION DE LA SECCION TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE UNA ORILLA DE LA CORONA

En la tabla 21 se dan las longitudes de las espirales de transición en carreteras de cuatro carriles en dos cuerpos y en carreteras de cuatro carriles en un solo cuerpo, para $S \text{ máx.} = 10\%$ y $S \text{ máx.} = 8\%$.

Tabla 21. - Longitud de las espirales de transición.

Velocidad de proyecto	Longitud de las espirales de transición			
	ET y A4, cuerpos separados		ET y A4 un solo cuerpo	
	S máx. 10%	S máx. 8%	S máx. 10%	S máx. 8%
80	76	61	114	91
90	82	66	123	98
100	88	70	132	106
110	94	75	141	113
120	100	80	150	120

1.3 Calzada. La calzada es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

El ancho de calzada es variable a lo largo del camino y depende de la localización de la sección en el alineamiento horizontal y excepcionalmente en el vertical. Normalmente el ancho de calzada se refiere al ancho en tangente del alineamiento horizontal.

a) Carril. Es la faja de anchura suficiente para la circulación de una fila de vehículos. Los carriles en tangente horizontal deberán tener el ancho dado por la siguiente expresión:

$$a = C + EV$$

En donde :

a = ancho de carril, en m

C = distancia libre lateral entre vehículos, en m

EV = ancho total del vehículo, en m

b) Ancho de calzada en tangente. Para determinar el ancho de calzada en tangente, debe establecerse el nivel de servicio deseado al final del horizonte de proyecto del camino; con este dato y los estudios económicos correspondientes, pueden determinarse el ancho y número de carriles, de manera que el volumen de tránsito en ese año no exceda el volumen correspondiente al nivel de servicio prefijado. Los anchos de carril son: 3.00 m, 3.50 m y de 3.65 m; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es menor de 100 vehículos por día, pueden proyectarse caminos de un carril con ancho de 4.50 m para el tránsito en ambos sentidos de circulación, y libraderos para permitir el tránsito de los vehículos que se encuentran circulando en el sentido opuesto.

En tangentes verticales con pendientes longitudinales fuertes o de gran longitud, se puede proyectar un tercer carril de ascenso, lo que permitirá mejorar el nivel de servicio del tramo en estudio.

c) Ancho de calzada en curvas del alineamiento horizontal. Cuando un vehículo circula por una curva del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril, por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobre ancho se le llama ampliación la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona.

En las **figuras 15 y figura 16** se ilustran la forma en que intervienen cada uno de los elementos mencionados en el cálculo de la ampliación para obtener el ancho de calzada en curva.

Para caminos de cuatro carriles sin dividir, la ampliación en curva tendrá un valor doble que el calculado para caminos de dos carriles. Si están divididos a cada calzada le corresponde la ampliación calculada. Para fines de proyecto no se consideran las ampliaciones que resulten menores de 20 cm; si la ampliación resultase mayor deberá redondearse al decímetro próximo superior.

La ampliación de la calzada en las curvas, se da en el lado interior; la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada. Para pasar del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva, se aprovecha la longitud de transición requerida para dar la sobre elevación, de manera que la orilla interior de la calzada forme una curva suave sin quiebres bruscos a lo largo de ella.

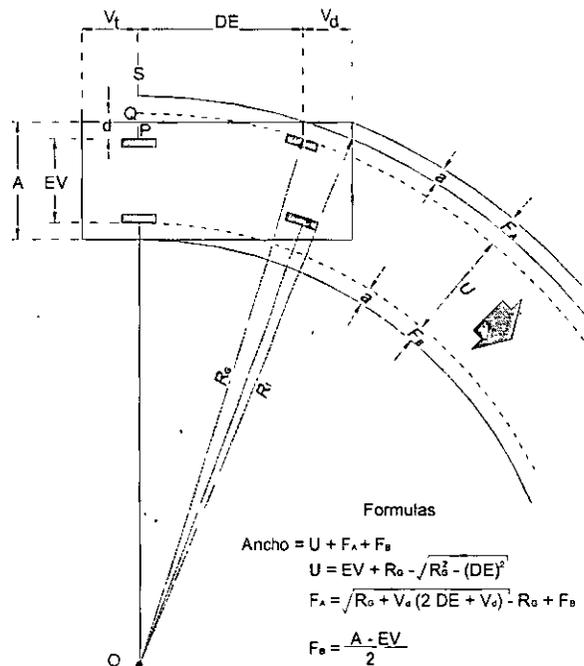


FIGURA 5.4. ANCHO DEL VEHICULO EN CURVA

En curvas circulares con espirales, la ampliación en la transición puede darse proporcionalmente a la longitud de la espiral, esto es:

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

En donde A' es la ampliación en una sección que está a l metros del TE, l_e es la longitud de la espiral y A es la ampliación total en curva. Procediendo de esta manera se tendrá ampliación nula en el TE, ampliación total en el EC, y la orilla inferior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

El vehículo de proyecto tiene un ancho total de 2.60 m sin contar los espejos laterales; además, se considera que la distancia libre lateral entre vehículos "c" debe ser de 1.10 m y la mitad de este valor para la distancia libre con respecto a la orilla de la calzada. De lo anterior se deduce que el ancho de la calzada en tangente será un múltiplo de carriles de 3.70 m.

El ancho de la calzada en tangente horizontal debe incrementarse en las curvas, ya que los vehículos ocupan un ancho mayor al circular en éstas, debido a las distintas trayectorias que siguen las ruedas traseras con respecto a las delanteras, a los vuelos delantero y trasero de las carrocerías y al espacio necesario entre dos filas de vehículos por dificultad de maniobra. A este sobreaño se le llama Ampliación.

En el ancho de la calzada, para dos carriles de circulación en un sentido en curva, se determina por medio de la suma de los anchos definidos por la distancia entre huellas externas de dos vehículos que circulan por la curva, la distancia libre lateral entre dos filas de vehículos y entre éstos y la orilla de la calzada, el sobreaño debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva y el ancho adicional que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva.

La ampliación de la calzada en las curvas se da en el lado interior de éstas; se incluye el caso de cuatro carriles en un solo cuerpo donde la barrera se coloca en el centro de la calzada ampliada. En la espiral de transición se pasa del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva.

La transición de la ampliación se da proporcionalmente a la longitud de la espiral, mediante la siguiente expresión:

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

en donde :

A' : Ampliación de una sección que está a " l " metros del punto

TE (Tangente - Espiral).

l_e : longitud de la espiral.

A : Ampliación total de la calzada en la curva.

Por lo que la ampliación en el TE será cero, en el EC será la ampliación total y la orilla interior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

1.4 Acotamientos. Son fajas adyacentes a la calzada, definidas por las orillas de ésta y las líneas de los hombros del camino. Van a ambos lados y pueden ser de anchos diferentes.

Los acotamientos tienen por objeto:

- a) Suministrar seguridad al usuario al proporcionar, en *caso de emergencia*, un ancho adicional de superficie de rodamiento.
- b) *Dar confinamiento al pavimento y proteger contra la humedad y posibles erosiones la calzada.*

- c) *Mejorar la visibilidad en los tramos en curva, sobre todo cuando el camino va en corte.*
- d) Facilitar los trabajos de conservación.

El ancho de los acotamientos depende principalmente del nivel de servicio al que el camino funcionará en el horizonte de proyecto; los acotamientos externos serán como mínimo, por capacidad y nivel de servicio, de 1,80 m y es recomendable que su ancho sea de 2.50 a 3.00 m; los acotamientos internos, cuando la faja separadora central es angosta, es de 1.00 m, si la faja separadora es ancha, estos podrán ser de 2.00 m

El color y la textura de los acotamientos serán, de preferencia, distinta a los de la calzada y su pendiente transversal será igual al de ésta.

2. Subcorona es la superficie que limita las terracerías y sobre la que se apoyan las capas del pavimento. En sección transversal es una línea.

Se define a las terracerías como el material que se corta o terraplena para formar el camino hasta la Subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la Subcorona determina los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección.

A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula se les llama puntos de paso, y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, línea de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama ceros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de ceros.

2.1 El pavimento es la capa o capas de material seleccionado y tratado, comprendidas entre la Subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona un superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino

Los elementos que definen la Subcorona son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

2.2 Subrasante. Es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén

2.3 Pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobre elevación, según que la sección esté en tangente, en curva o en transición.

2.4 Ancho de la subcorona. Es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o corte. Este ancho está en función del ancho de corona y del ensanche y queda definido por la siguiente expresión:

$$A_s = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde:

- As: Ancho de la subcorona, en m
- C: Ancho de la corona en tangente, en m
- e₁ y e₂: ensanche de cada lado del camino, en m
- A: Ampliación de la calzada en la sección considerada, en m.

El ensanche es el sobreancho que se da a cada uno de los lados de la subcorona para que, con los taludes del proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base; es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes. Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo **Figura 17** pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de construidas las

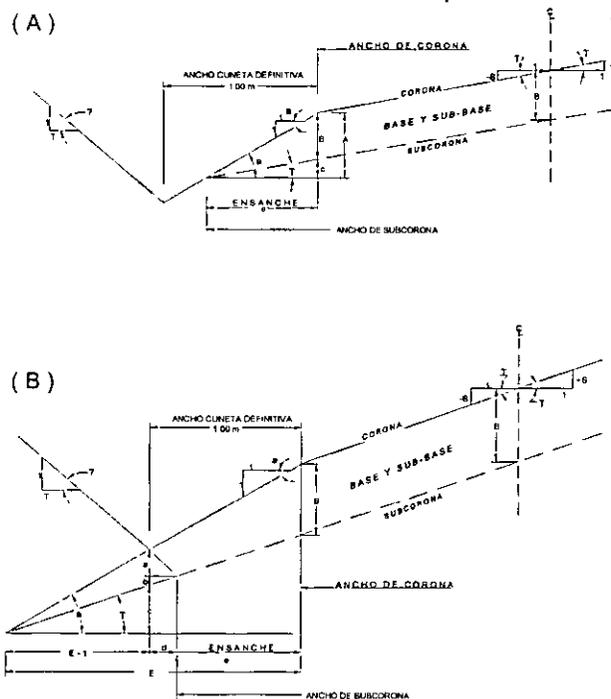


FIGURA 9.7 ENSANCHE DE LA SUBCORONA

terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte **Figura 18** En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue:

$$e = \frac{B}{\frac{1}{t} + s}$$

En donde:

e: ensanche, en m

B: *espesor de pavimento (en los casos en que no se encarpeten los acotamientos será solamente el espesor de sub-base y base) en m*

t: *talud de la cuneta*

S: *sobreelevación o pendiente transversal con s signo.*

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, *t* es el talud del terraplén.

En secciones de corte, en el caso de que el valor del ensanche resulte mayor de 1.00 m, debido a valores altos del espesor del pavimento o de la pendiente transversal, ocurre que la subcorona intersecta primero al talud del corte que al talud de la cuneta, por lo que el ensanche debe calcularse con esta otra expresión:

$$e = \frac{\frac{1}{T} + \frac{1}{t} - B}{\frac{1}{T} - s}$$

En donde:

e: ensanche, en m

B: *espesor de sub-base, base y en su caso de la carpeta, en m*

T: *talud del corte*

t: *talud de la cuneta*

S: *sobreelevación o pendiente transversal con su signo*

2.5 Ampliación y sobre elevación en transiciones. Para calcular las ampliaciones y sobre elevaciones de la subcorona, en las curvas y transiciones del alineamiento horizontal, se hace uso de los principios y recomendaciones establecidos en este capítulo; sin embargo, dada su importancia en el proyecto de las secciones de construcción se establecerá la metodología de cálculo, que puede facilitarse mediante el empleo de una tabla similar a la 9-c.

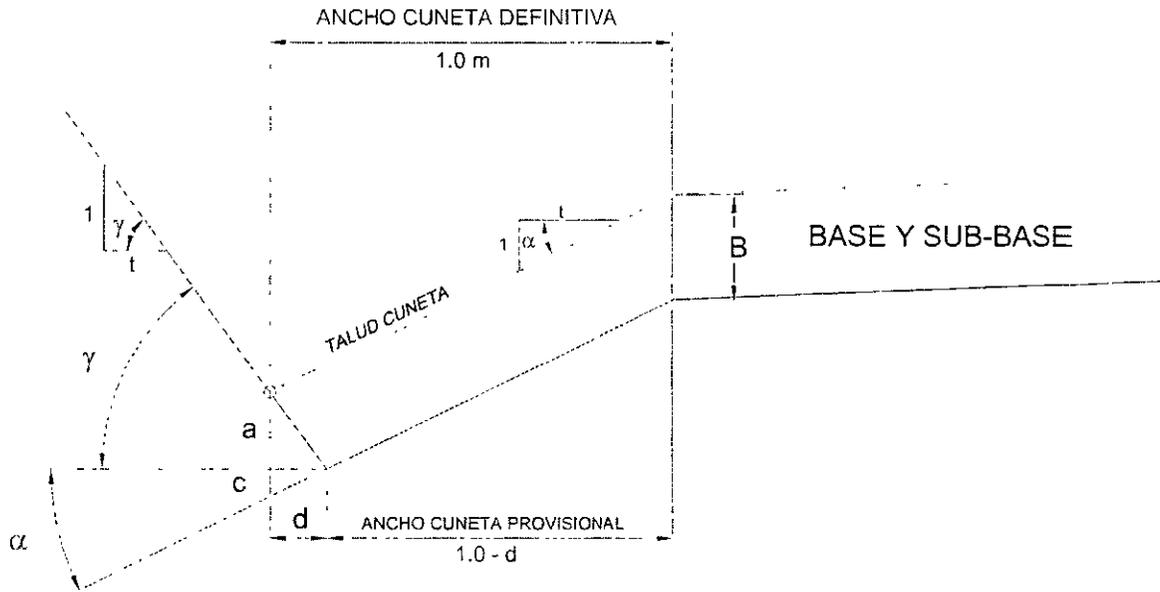


FIGURA 9.8. CUNETA PROVISIONAL

En la parte superior, hay cinco columnas de datos. En la primera, se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva; en la segunda columna se anotan especificaciones generales de proyecto geométrico pertinentes, tales como la velocidad de proyecto v , la sobre elevación máxima (S máx), el grado máximo de curvatura (G máx), el ancho de corona en tangente C y el bombeo en tangente b ; en la tercera columna se anotan los datos específicos de la curva que se esté analizando, tales como el grado y el sentido de la deflexión ($G = 2^\circ$ der.), la sobre elevación de la curva S , la longitud de la transición l_e , la distancia N y la ampliación de la curva A . cada uno de estos elementos se calcula a través de las expresiones ya citadas.

En la cuarta columna se anota el cadenamamiento de los puntos que definen la curva circular y sus transiciones.

En la quinta columna se efectúa el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobre elevación DS y de la ampliación DA . Como esta variación es lineal se tendrá:

$$DS = \frac{s}{l_e} \cdot y \quad DA = \frac{A}{l_e}$$

3. Cunetas son zanjas que se construyen a uno o ambos lados de la corona, contiguas a los hombros en los tramos en corte, con objeto de recibir en ellas el

agua que escurre de la corona y los taludes. Su diseño debe garantizar el drenaje y la estabilidad de los vehículos que accidentalmente pudieran caer en ellas. Las cunetas tendrán una sección triangular con la anchura de 1.00 m, medida horizontalmente del hombro al fondo de la misma, con una talud de 3.1 y el otro lado con el talud correspondiente al corte.

La capacidad hidráulica de esta sección, en general es suficiente para la mayoría de los casos. En proyectos que requieran una mayor capacidad hidráulica, la sección de la cuneta será trapezoidal, con una profundidad y taludes iguales a los de la sección triangular y conservará siempre la pendiente longitudinal que tenga el camino o en otro caso, proyectar obras hidráulicas de alivio.

Para evitar la erosión causada por velocidades fuertes del agua o filtraciones de la misma, las cunetas deberán revestirse, generalmente con concreto simple.

4. Contra cunetas son generalmente zanjas de sección trapezoidal o bordos ubicados arriba de la línea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos laminares del terreno natural. Su proyecto está determinado por el escurrimiento posible, la topografía y las características geotécnicas del terreno, de tal forma que canalicen el gasto de diseño y que su localización no afecte por filtraciones la estabilidad de los cortes.

5. Talud es el valor recíproco de la pendiente de la superficie de los cortes y terraplenes, que queda comprendida, para los primeros, entre la línea de ceros y el fondo de la cuneta y, para los segundos, entre la línea de ceros y el hombro correspondiente.

Los taludes de los cortes se determinan conforme a su altura, características de los materiales que los forman y líneas de visibilidad. En terraplenes, los taludes se fijan en función de su altura y condiciones de seguridad. En cortes se usan valores desde: $\frac{1}{4}:1$ hasta $1:1$ y en terraplén de $1.5:1$ hasta $5:1$.

La superficie de los taludes del terraplén deberá arroparse con tierra vegetal, en muchos casos producto del despalme, para favorecer el crecimiento de plantas que mejoran la estabilidad y reducen el impacto ambiental.

La arista que forma parte del talud y el terreno en los cortes, se deberá redondear para mejorar la estabilidad, además de darle un aspecto natural para reducir el impacto ambiental.

5.1 Distancia a obstáculos laterales.

Las curvas de la alineación horizontal requieren, cuando menos, la distancia de visibilidad de parada. Esta distancia de visibilidad la determinan los obstáculos laterales en el interior de las curvas, que cuando éstas quedan alojadas parcial o totalmente en secciones en corte, son los taludes los citados obstáculos, por lo que debe realizarse un proyecto de secciones de construcción correspondiente,

por medio de recortar o abatir el respectivo talud o de modificar el grado de curvatura y, en todo caso, eliminar el obstáculo que limite la distancia de visibilidad.

En el cuadro siguiente, se tiene la distancia mínima para el proyecto, en metros, del hombro de la subcorona a los obstáculos laterales en la parte interior de las curvas, de tal forma que en el proyecto de las secciones transversales se aplique esta especificación. En los valores indicados se consideró un ancho de acotamientos de 2.50 metros.

Tabla 23.- Distancia mínima para proyecto, en metros, del hombro de la subcorona a los obstáculos laterales en la parte interior de las curvas. Considera un ancho de acotamiento de 2.50 metros.

Grado de Curvatura	Velocidad				
	80	90	100	110	120
0°15'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0°30'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0°45'	0.00	0.00	0.10	0.40	1.10
1°00'	0.00	0.00	0.20	0.80	2.25
1°15'	0.00	0.20	1.10	1.90	3.65
1°30'	0.00	0.40	2.00	3.00	5.10
1°45'	0.20	1.05	2.95	4.10	6.50
2°00'	0.45	1.70	3.90	5.20	8.00
2°15'	0.95	2.35	4.85	6.25	
2°30'	1.40	3.00	5.80	7.30	
2°45'	1.90	3.65	6.70		
3°00'	2.40	4.30	7.60		
3°15'	2.90	4.95			
3°30'	3.40	5.60			
3°45'	3.90	6.25			
4°00'	4.40	6.90			
4°15'	4.90				
4°30'	5.40				
4°45'	5.90				
5°00'	6.40				
5°15'	6.90				
5°30'	7.40				

Partes complementarias

Terreno.

El terreno queda definido por los elementos que lo conforman como son: orografía, vegetación, hidrografía, uso, régimen, etc., y que generalmente se le define como terreno natural.

Guarniciones.

Las guarniciones son elementos de sección trapezoidal, generalmente de concreto hidráulico, cuya función es delimitar el pavimento, así como banquetas, camellones e isletas.

Existen dos tipos de guarniciones: verticales y achaflanadas.

Guarniciones Verticales.

Tienen una altura de 0.20 metros sobre la superficie de rodamiento, de tal manera que los vehículos no pueden sobrepasarlas. Su uso está limitado a zonas de banquetas.

Guarniciones Achaflanadas.

Tienen una altura de 0.15 metros sobre el pavimento, con la cara que da al tránsito achaflanada, para que en el caso de que el conductor de un vehículo la sobre pase, éste no pierda el control del mismo. Deben utilizarse en carreteras.

Las guarniciones se pintarán o señalarán con material reflejante.

Bordillos.

Los bordillos son elementos de sección trapezoidal, generalmente de concreto asfáltico, que se construyen en las secciones de terraplén, junto a los hombros, con el fin de encauzar el agua que escurre de la corona hacia los lavaderos contruidos en los taludes, con el fin de evitar erosiones en el terraplén.

En tramos con pendiente longitudinal menor al 0.5% no deben construirse los bordillos ya que el drenaje será suficiente, y por otro lado, es muy reducido el escurrimiento laminar sobre el talud.

Banquetas.

Las banquetas son andadores peatonales, con una altura sobre el pavimento determinada por el tipo de guarnición de que se trate, generalmente son de concreto hidráulico, aunque pueden ser también de adocreto o carpeta asfáltica.

Los anchos de éstas serán múltiples de 0.60 metros, valor que corresponde al espacio requerido por una fila de peatones.

Fajas Separadoras.

Se denomina faja separadora a la franja de terreno que se usa para separar dos calzadas que tengan tránsito, en el mismo sentido u opuesto. A las primeras se les llama fajas separadoras laterales y a las segundas fajas separadoras centrales. Cuando a estas fajas se les construyen guarniciones para delimitarlas y se rellanan hasta tener un nivel superior al de la calzada, se les llama camellones. Su anchura mínima es de un metro; es un elemento cuya función principal es separar las calzadas, de manera que se impida físicamente que las corrientes del tránsito se mezclen o entrecrucen.

Barreras.

Son elementos, generalmente de concreto o acero, que separan las calzadas de una carretera, teniendo como funciones: impedir que los vehículos accidentados la crucen y ocasionen choques con otras corrientes vehiculares, disminuir el deslumbramiento durante la noche, producido por los faros de los vehículos que transitan en sentido opuesto y en general constituir un elemento físico de cruce.

Barreras Metálicas.

Son elementos metálicos con sección ondulada de doble y triple cresta, colocadas al lado del pavimento, atornillados a postes empotrados en el terraplén, a una altura en la parte superior de 0.75 metros, de tal forma que, en caso de colisión, guíen al vehículo en el sentido del tránsito y eviten en lo posible su salida del camino.

Barreras de Concreto Hidráulico.

Están constituidas por muros con las caras alabeadas, que igual a las barreras metálicas, producen el menor daño a los vehículos que se impacten contra ella. Generalmente son precoladas, en módulos que se ensamblan, en curvas, resuelven el drenaje transversal de la superficie de rodamiento mediante unos bancos o calzas que las separan de la superficie de rodamiento.

Derecho de Vía.

El Derecho de Vía de una carretera es la faja de terreno que se requiere para su construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y para el uso adecuado de la misma y de sus servicios auxiliares.

En general, el ancho del derecho de vía es uniforme y se ampliará cuando sea necesario en los entronques, bancos de materiales, taludes en corte o terraplén, accesos y servicios.

En las Figuras 19 (IIV.1) y 20 (IV.2), se muestran las secciones típicas de las autopistas construidas en uno y dos cuerpos respectivamente, en las que se indican los distintos elementos que las integran.

3. PROYECTO GEOMÉTRICO

3.1. Metodología para Proyecto

Primeramente se tendrán todos los estudios de tránsito necesarios para conocer los volúmenes de tránsito y su composición vehicular detallada, los volúmenes horarios de proyecto, las asignaciones del tránsito y los niveles de servicio propuestos en el horizonte de proyecto.

Deberá disponerse de un estudio topográfico que contenga la altimetría y planimetría simultáneas, con curvas de nivel a cada 50 centímetros, del área necesaria para el estudio, delimitando las colindancias de predios, instalaciones municipales o privadas, señalamientos de las instalaciones existentes, como son ductos de fibra óptica, ductos de PEMEX, límites del Derecho de Vía, bancos de nivel, entre otros, en escalas adecuadas de 1:500 a 1:1000.

Se deberán elaborar soluciones alternas de proyecto, evaluándolas técnica y económicamente, seleccionando la que tenga el costo global del transporte más bajo con el mínimo de inversión.

Una vez seleccionada la solución alterna más favorable, se procede a su dimensionamiento detallado, tanto en planta como en perfil, resolviendo entre otros aspectos el drenaje y la estabilidad de las terracerías.

Una vez terminado el estudio del anteproyecto y definida la mejor alternativa, es necesario llevar a cabo el proyecto definitivo, consistente en la elaboración de los planos requeridos para la construcción de la obra vial.

Estos planos deben de mostrar en detalle la alineación horizontal y el vertical, el proyecto de las secciones de construcción, el movimiento de terracerías, los límites del Derecho de Vía, el señalamiento de protección de obra con los desvíos del tránsito durante la construcción de la misma y el señalamiento definitivo. Para ello se deberán elaborar los siguientes seis planos:

- 1 **Planta General**
- 2 **Planta constructiva (y cuando por lo complejo de la obra, se requiera la Planta Constructiva Complementaria).**
- 3 **Planta de Gálibos**
- 4 **Perfiles.**
- 5 **Secciones de Construcción**
- 6 **Planta de Derecho de Vía.**

- 7 **Planta de Señalamiento de Protección de Obra (Debe de incluir, cuando sea el caso, la planta con el proyecto de transitabilidad provisional).**
- 8 **Planta de Señalamiento Definitivo.**

Planta General

La planta General de un proyecto es el plano principal en el que se representan, a una escala apropiada, generalmente 1:500, los datos necesarios para poder trazar en el campo los ejes calculados de la obra vial.

a) Cálculo Geométrico de los Ejes:

Con base en el anteproyecto aprobado, se sitúan los ejes que comprenden el camino principal, el camino secundario y los ejes de los ramales, cuando sea el caso, de las vueltas propuestas, viendo la conveniencia de colocarlos en el centro o en las orillas de cada rama. Cuando existan datos originales de alguno de los caminos que intercepten con la obra vial en proyecto, se respetarán la posición del eje y su sistema de coordenadas.

Se procede al cálculo del eje principal, obteniendo los cadenamientos y coordenadas de los puntos donde interceptan los ejes del camino secundario y de sus ramales.

Se calculan las curvas horizontales definiendo sus puntos principales, tomando como base los radios o grados de curva específicos en el anteproyecto.

Cada eje se denominará con letras en orden alfabético, indicando el principio y el final de cada eje con la misma letra y para distinguir el sentido del cadenamiento, poner en el extremo final la misma letra con un apóstrofe, quedando de esta manera el eje principal **A-A'**, el eje secundario **B-B'**, ramales **C-C'**, **D-D'**, etc.

El origen y el final de cada eje (excepto el principal y el extremo libre del secundario) deben referirse al cadenamiento del eje al que son comunes.

Para diferenciar los cadenamientos de los diferentes ejes se agrega al número, la letra minúscula que define cada rama, por ejemplo:

PC=0+000(c) a 3.50m Derecha Estación 18+758.25(a).

Lo anterior indica que el punto inicial del ramal **C-C'** que es al mismo tiempo principio de la curva circular, está situado a **3.50m** a la derecha (en el sentido del cadenamiento) de la estación **18+758.25** del eje **A-A'**, o sea del camino principal.

La determinación exacta de los ángulos, rumbos, tangentes, subtangentes, longitudes de curva y deflexiones se determinaran analíticamente con métodos trigonométricos.

b) Dibujo de los ejes y cadenamientos.

Una vez calculados todos los ejes que en conjunto formen la obra vial, y a los cuales se referirá todo el proyecto, se procede al dibujo de estos en el software denominado **AutoCAD®** en escala 1:500, de preferencia, marcándolos en color rojo, marcando cada estación y cada cien metros su cadenamiento.

c) Verificación y cálculo de los anchos de calzada en tangente y en curva.

El anteproyecto debe de consignar los anchos de calzada en los puntos importantes de la obra vial, sobre todo en curvas, estos anchos deben de considerar el caso de operación del tránsito, ya se para un sentido de circulación sin previsión al rebase a los vehículos estacionados (**CASO I**), circulación en un solo sentido de circulación, con previsión al rebase a vehículos estacionados (**CASOII**), etc.

Una vez verificados los anchos en los puntos clave se procede al cálculo de las transiciones para cambiar de un ancho a otro, el proceso consiste en calcular en cada estación el aumento en el ancho de carpeta siguiendo una variación lineal entre dos cadenamientos prefijados.

d) Topografía

En esta planta se indican con color sepia las curvas de nivel, @ 50 centímetros, indicando cada cinco curvas la cota, nuevamente la escala recomendada va de 1:500 a 1:1000, indicando toda la planimetría.

Planta Constructiva.

Esta planta indica todos los datos que complementan el proyecto horizontal de la obra vial, como son los anchos y los cadenamientos en los puntos de variación y liga.

a) División por Ramales.

Esta planta sirve de guía al proyecto de las secciones de construcción, puesto que es en ésta etapa en la que se separan en forma más adecuada los límites entre los diferentes ramales para permitir el estudio de las sobreelavaciones.

b) Determinación de Cadenamientos Comunes a un Punto.

En los límites de los ramales existen puntos que son comunes a dos o más ejes. Estos puntos deberán tener la misma elevación y serán los que rijan el proyecto de las sobreelevaciones.

La identificación de estos puntos para cada ramal se hará con sus cadenamientos respectivos.

c) Indicación de los anchos en los puntos de quiebre.

La finalidad principal de la planta constructiva es indicar al constructor la forma en que van variando los anchos de corona, por lo que deberán indicarse estos anchos y los cadenamientos donde empieza o termina alguna variación; así también deberán consignarse los anchos de las isletas, los anchos de los carriles en las curvas y en las zonas de transición de velocidad, los radios para redondear las isletas y sus desplazamientos.

Planta de Gálibos

En todo paso o intersección a desnivel se determinara la posición de sus anchos y separación vertical conforme a los alineamientos horizontal y vertical propuestos, de tal forma que se tengan los galibos o espacios libres conforme al proyecto.

Perfiles.

Los perfiles comprenden el perfil longitudinal del terreno en cada eje, los datos de las rasantes calculadas, y la gráfica de la curva masa y sus transportes.

a) Cálculo de la Rasante del Camino Principal.

En toda obra vial, debe de existir una rasante que sirva de base a todo el conjunto, generalmente el camino principal es el que se usa para tal fin; el cálculo de esta rasante comprende la determinación de la elevación en cada estación con base a la pendiente y las curvas verticales.

Son de especial interés las elevaciones de los puntos comunes a los ejes.

b) Cálculo de las Cotas Obligadas para los Ramales.

Antes de llevar a cabo el cálculo de estos puntos, se deberán revisar cuidadosamente el cálculo de las sobreelevaciones, ya que las cotas obligadas dependen de la sobreelevación.

La rasante de un ramal común al eje principal tiene que respetar las elevaciones de éste en la zona de liga y verse obligado a pasar por la cota que resulte de sumar algebraicamente a su elevación el valor obtenido al multiplicar su distancia al eje principal por el valor de la sobreelevación.

c) Cálculo de la Rasante de los Ejes.

Una vez determinadas las cotas obligadas en todas las zonas de liga del entronque se procede al cálculo de las rasantes de los ejes de los ramales respetando los tramos obligados, procurando que las pendientes sean lo más suave posible y proporcionando a todo lo largo de los ramales la distancia de visibilidad de parada adecuada.

d) Funcionamiento del drenaje.

Al proyectar el alineamiento vertical, es de vital importancia tener en cuenta la forma en que funcionará el drenaje en la obra vial, previendo el tamaño de las obras para el drenaje transversal, de manera que las rasantes permitan su ubicación en el terreno.

En las zona de liga de ramales o en los cruces es necesario verificar que las sobreelevaciones proyectadas permitanle drenaje superficial y que éste no se vea interrumpido por las guarniciones o bordillos y cuidar que no se formen charcos.

e) Formato para el Cálculo de Terracerías.

El formato para el cálculo de terracerías debe mostrar como mínimo los datos de la elevación del terreno en el eje, formando el perfil longitudinal, ya sea levantado en campo o deducido de la planta topográfica, la cota de subrasante en cada estación incluyendo el cálculo de las curvas verticales y hasta esta etapa los espesores de corte o terraplén.

Secciones de Construcción.

a) Dibujo del Terreno.

La presentación de las secciones de construcción se hace en papel milimétrico, indicando en color negro el perfil transversal del terreno en cada sección en las cuales se indica el cadenamamiento y el espesor de corte o terraplén marcando el eje de la sección con un círculo.

Las secciones se complementan con el proyecto del cuerpo del camino que se marca en color rojo.

b) Proyecto de las Secciones.

El proyecto de las secciones en terraplén consiste en el cálculo del ancho en subrasante, el cual se obtiene aumentando al ancho normal el sobre ancho necesario para que al colocar el revestimiento (base y sub base) se tenga el ancho normal, este sobre ancho depende del espesor del revestimiento, del bombeo o sobreelevación y del talud del terraplén.

c) Estratos de Compactación

Se deberán indicar en las secciones de construcción los estratos o capas de compactación, como ejemplo: la capa sub rasante de 0.30m de espesor compactada al 100%, la capa inferior a esta de 0.50m de espesor compactada al 95% y el resto del terraplén al 90%, en los casos de ampliación de caminos existentes se deberá indicar el procedimiento de liga de las terracerías nuevas con las existentes.

d) Áreas de las secciones de construcción

Se deberán obtener las áreas de terraplén en sus diferentes capas y los cortes en terracerías existentes y en terreno natural.

e) Cálculo de los Volúmenes de Terracerías.

En esta etapa se utiliza el registro usado para los perfiles en los cuales se indicaron los espesores, se vacían en este formato las áreas medidas y se procede a calcular los volúmenes de cada estrato de terraplén y de los cortes, sumando las áreas consecutivas y multiplicándolas por la semidistancia entre estaciones.

Estos volúmenes se afectan por los coeficientes de reducción o abundamiento y se registran en el formato correspondiente.

f) Cálculo y Dibujo de la Ordenada de Curva-masa.

Al calcular la ordenada de curva-masa se tendrá en consideración la compensación transversal, como es el caso de las ampliaciones a caminos existentes en los que se tiene que cortar parte del terraplén actual para efectuar una buena liga de terracerías.

En la gran mayoría de los entronques la curva-masa indica prestamos de material para formar los nuevos terraplénese por lo que es recomendable, sobre todo en los casos en que se proporciona una capa subrasante el calcular una ordenada de curva-masa para el material fino solamente.

El dibujo de la ordenada de curva-masa se hace en el mismo plano del perfil usando las escalas más convenientes para hacer clara la representación en el espacio de papel disponible.

g) Compensación de Volúmenes.

Aún y cuando para cada ramal exista un diagrama de curva-masa, la compensación debe de hacerse tomando todo el entronque como unidad, analizando las posibilidades de rellenar terraplenes en una rama con el material de corte de otra o viceversa.

Cuando los entronques se localicen en zona planas, el resultado del estudio de la curva-masa indicará la necesidad de préstamos de banco, indicándose la ubicación de éstos y las distancias de acarreo; los sobre acarreos se indican en las siguientes unidades:

De 20 a 120m	m ³ -estación
De 20 a 520m	m ³ -Hectómetro
De 20 a >520m	m ³ -kilómetro

Se deberá hacer el resumen de las cantidades de obra originadas por las terracerías, como son los metros cúbicos de material de despalme, de corte en escalón o de escarificación y el volumen de materia de desperdicio, ya sea por el sobrante o por se inadecuado, el volumen de material acarreado de acuerdo a sus distancias, la clasificación del material, ya sea A, B o C de corte o de banco y los sobre acarreos, todos en las unidades antes mencionadas, según se el caso.

Planta de Derecho de Vía.

En esta planta se indican los límites del Derecho de Vía existente, y el que habría de adquirirse para el futuro camino y sus intersecciones; esta planta deberá ser lo suficientemente objetiva, distinguiendo los actuales límites del Derecho de Vía y los límites del Derecho de Vía por adquirir.

Planta de Señalamiento.

Planta de Señalamiento de Protección de Obra.

3.2. Recomendaciones para el Proyecto.

Recomendaciones Generales

3.2.1 Para la selección del tipo de carretera con fines de proyecto, se observará lo siguiente:

Con el vhp y el horizonte de proyecto, se calculará el nivel de servicio, el cual no será mayor al nivel C; así también, el horizonte de proyecto se procurará que no sea mayor a 20 años, con lo anterior, se seleccionará uno de los tipos de carretera establecidos en la tabla 16.

Deberá tenerse en cuenta que a lo largo de la carretera en proyecto, podrán existir tramos con volúmenes de tránsito muy diferentes. En tales casos, se deberá contar con los datos del tránsito para proyectar cada tramo de acuerdo al tipo de carretera que corresponda.

Se procurará que los cambios de velocidad de proyecto entre los diferentes tipos de terreno en que se desarrolle la vía en estudio no sean mayores al 10% con respecto al tramo anterior.

Siempre se llevarán a cabo evaluaciones técnicas y económicas que contemplen tanto los costos de construcción de la obra, como los correspondientes a la operación y conservación de la misma. Eventualmente se podrán considerar estrategias de construcción de tipo evolutivo, contemplando la posibilidad de pasar de un tipo de carretera a otro de rango superior.

3.2.2 Para la determinación de las características de la carretera, dentro de los tipos definidos en la tabla 16, se observará lo siguiente:

En lo que se refiere a la configuración del terreno, para la correcta interpretación se conviene clasificarlo como sigue:

Terreno tipo plano. Aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y generalmente de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.

Terreno tipo lomerío. Aquel cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de cuarenta y cinco (45) por ciento.

Terreno tipo montañoso. Aquel que tiene pendientes transversales mayores de cuarenta y cinco (45) por ciento, caracterizado por accidentes topográficos notables.

La clasificación del terreno, se definirá no solamente por la configuración topográfica general, sino por las características que el terreno imprime a la carretera, tanto por lo que se refiere a su geometría, como a la magnitud de sus movimientos de tierra; como puede ser el caso de una carretera localizada en un parte aguas de zona montañosa en donde el terreno pudiera clasificarse como plano o lomerío.

La velocidad de proyecto, se seleccionará de acuerdo a la severidad de las condiciones topográficas y a la función de la carretera; sin embargo, se llevarán a cabo los análisis económicos para determinar la velocidad de proyecto óptima.

Cuando en el proyecto, por razones topográficas, se pase de un tramo de alta velocidad a otro de baja, se procurará intercalar un tramo de transición con velocidades intermedias, para que el cambio sea gradual. Los decrementos en velocidad de proyecto no serán mayores al 10% entre tramos.

3.2.3 De la distancia de visibilidad

Como mínimo las carreteras deberán proyectarse con la distancia de visibilidad de parada, o de encuentro para carretera tipo "E" según el tipo de camino de que se trate. Sin embargo, para carreteras de dos carriles, se procurará proyectar tramos con distancia de visibilidad de rebase de tal manera que los costos de operación no se eleven considerablemente, para lo cual, en tramos de cinco (5) kilómetros, se tengan los siguientes subtramos con distancia de visibilidad de rebase.

Para carreteras Tipo "D". Un subtramo de 600 m ó dos subtramos de 300 m.

Para carretera Tipo "C". Un subtramo de 1500 m ó dos subtramos de 750 m ó tres subtramos de 500 m ó cuatro subtramos de 375 m.

Para carretera Tipo "B" y "A2". Un subtramo de 3000 m ó dos subtramos de 1500 m ó tres subtramos de 1000 m ó cuatro subtramos de 750 m ó cinco subtramos de 600 m ó seis subtramos de 500 m.

3.2.4 De las características geométricas

Para el proyecto del alineamiento horizontal conviene observar lo siguiente:

Las tangentes muy largas pueden resultar peligrosas, sobre todo para carreteras con velocidades de proyecto altas. Esta situación podrá evitarse sustituyendo dichas tangentes por otras de menor longitud unidas entre sí por curvas cuyo grado este entre 125° y $.5^{\circ}$.

El grado de las curvas circulares se debe elegir de manera que se ajusten lo mejor posible a la configuración del terreno. En general, el grado de curvatura será el menor posible para permitir la mayor fluidez del tránsito, atendiendo a los análisis técnico – económicos.

Se evitarán cambios bruscos en el alineamiento horizontal, así al pasar de una tangente larga a una curva, ésta debe ser de tal grado que se pueda circular a la velocidad de proyecto en tangente o con un decremento máximo del 10% en dicha velocidad. Análogamente, si el proyecto comprende un tramo en terreno montañoso entre dos de terreno plano o lomerío, se procurará que el grado de las curvas vaya aumentando paulatinamente hacia las curvas de mayor grado usadas en el tramo montañoso o más desfavorable.

El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser congruente con la topografía. Un alineamiento que se adapta al terreno podría resultar en costos de operación altos y mayores tiempos de recorrido, por lo que es preferible otro con tangentes largas que cumplan con lo antes mencionado, pero que proporcione velocidades uniformes y tiempos de recorrido menores.

Conviene evitar las curvas circulares compuestas y las curvas consecutivas en el mismo sentido. El efecto desfavorable que estas curvas ejercen sobre el conductor de un vehículo se reduce cuando:

La longitud en metros de la tangente que separa el PT del PC de dos curvas circulares con transiciones mixtas, es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetro por hora.

La longitud en metros de la tangente que separa el ET del TE de dos curvas circulares con espirales de transición es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la semisuma de las longitudes de las espirales.

La longitud en metros de la tangente que separa el PT del TE o el ET del PC de dos curvas circulares, teniendo una de ellas espiral y la otra transición mixta, es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la longitud de la espiral.

Cuando la longitud de la tangente entre curvas consecutivas en el mismo sentido no cumpla con lo indicado en el párrafo anterior, se podrán sustituir por:

Una sola curva que se ajuste, en lo posible, al trazo original.

Otras curvas de mayor grado, pero menores al máximo, para lograr la condición de tangente libre de uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto expresada anteriormente.

Cuando en una curva horizontal con talud de corte en su lado interior no se satisfaga la distancia de visibilidad de parada, se puede recurrir a cualquiera de las soluciones siguientes:

Recortar el talud interior de la curva.

Disminuir el grado de la curva.

Cuando los ángulos centrales de las curvas sean pequeños, se evitarán longitudes de curva corta para quitar la apariencia de codo.

Se procurará que la longitud máxima de una curva horizontal con o sin espirales de transición no exceda la distancia recorrida por el vehículo en 20 segundos a la velocidad de proyecto.

Con relación al alineamiento vertical, se procurará observar lo siguiente:

Se proyectarán alineamientos con cambios de pendientes suaves, en vez de tangentes verticales con variaciones bruscas de pendiente. Los controles para el proyectista son la pendiente gobernadora, la pendiente máxima y su longitud crítica, que siempre que sea posible se escogerán menores a los máximos especificados.

Cuando para salvar desniveles apreciables se disponga de tangentes verticales con pendientes escalonadas, se procurará poner pendientes más fuertes al comenzar el ascenso.

Es preferible un perfil escalonado, en lugar de una pendiente sostenida. Para proyectar este tipo de alineamiento deben tomarse en cuenta los conceptos de pendiente gobernadora, pendiente máxima y longitud crítica de pendiente.

El alineamiento vertical deberá prever el espacio para alojar las obras de drenaje u otra estructura que se requiera.

Se debe evitar que la cima de un columpio quede alojada en corte o balcón a menos que se justifique económicamente.

Los alineamientos verticales que tienen sucesivamente curvas pronunciadas en cresta y en columpio, suelen presentarse en alineamientos horizontales rectos en donde el alineamiento vertical sigue sensiblemente el perfil del terreno, resultando caminos antiestético y peligrosos en las maniobras de rebase. Estos perfiles pueden evitarse introduciendo cierta curvatura horizontal y/o suavizando las pendientes con algunos cortes y terraplenes. Esta recomendación es particularmente aplicable a caminos con altos volúmenes de tránsito.

Siempre que económicamente sea posible, se procurará que la longitud de las curvas verticales sea mayor que la mínima, aún para bajas velocidades de proyecto.

Deberá evitarse el proyecto de curvas verticales sucesivas con la misma concavidad o convexidad, con tangentes intermedias muy cortas; esta recomendación es particularmente aplicable a curvas en columpio.

Cuando el terreno lo permita y no se incremente sensiblemente el costo de construcción las curvas verticales deberán proyectarse para satisfacer las distancias de visibilidad de rebase.

Cuando el desnivel a vencer obliga a mantener una pendiente en tramos de gran longitud o en longitudes superiores a la crítica, puede proyectarse un carril de ascenso adicional, si el nivel de servicio deseado lo justifica.

Cuando esté previsto el proyecto de un entronque a nivel en tangentes con pendiente, que afecte sensiblemente la incorporación o desincorporación, se procurará disminuir la pendiente en la zona del entronque.

Con relación a la combinación del alineamiento horizontal con el vertical, se procurará observar lo siguiente:

En alineamientos verticales que originen terraplenes altos y largos son deseables alineamientos horizontales rectos o de muy suave curvatura.

Los alineamientos horizontal y vertical deben estar balanceados. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes y curvas verticales cortas, o bien una curvatura excesiva con pendientes suaves corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineamientos ofreciendo el máximo de seguridad, capacidad, facilidad y uniformidad en la operación, además de una apariencia agradable dentro de las restricciones impuestas por la topografía.

Cuando el alineamiento horizontal está constituido por curvas con grados menores al máximo, se recomienda proyectar curvas verticales con longitudes mayores que las mínimas especificadas; siempre que no se incremente considerablemente el costo de construcción de la carretera.

Conviene evitar la coincidencia de la cima de curva vertical en cresta con el inicio o terminación de una curva horizontal.

Debe evitarse proyectar la cima de una curva vertical en columpio en o cerca de una curva horizontal.

En general, cuando se combinen curvas verticales y horizontales, o una esté muy cerca de la otra, debe procurarse que la curva vertical esté fuera de la curva horizontal o totalmente incluida en ella, con las salvedades mencionadas.

Los alineamientos deben combinarse para lograr el mayor número de tramos con distancias de visibilidad de rebase, tal y como se indicó con anterioridad

En donde esté previsto el proyecto de un entronque, los alineamientos deben ser lo más suave posible.

Con relación a la sección transversal, se procurará observar lo siguiente:

Cuando se prevean defensas, bordillos, señales, etc., a los lados del camino, deberá ampliarse la corona, de manera que los anchos de los acotamientos correspondan a los especificados.

Los bordillos sólo deberán proyectarse en terraplenes con taludes erosionables.

El ancho del derecho de vía deberá determinarse por tramos o zonas de acuerdo al tipo de carretera, para lo cual se establecerá en cada caso su función, su evolución, requerimientos de construcción, conservación, futuras ampliaciones, uso actual y futuro de la tierra, así como servicios requeridos por los usuarios. Esta determinación debe apoyarse en un análisis económico y en la disponibilidad de recursos.

3.5. Proyecto de la subrasante

El costo de construcción, parte integrante de los costos en que se basa la evaluación de un camino, está gobernado por los movimientos de terracerías. Esto implica una serie de estudios que permitan tener la certeza de que los movimientos a realizar sean los más económicos, dentro de los requerimientos que el tipo de camino fija.

La subrasante a la que corresponden los movimientos de terracerías más económicos se le conoce como subrasante económica.

Proyecto de la Subrasante.

Al iniciarse el estudio de la subrasante en un tramo se debe analizar el alineamiento horizontal, el perfil longitudinal y las secciones transversales del terreno, los datos relativos a la calidad de los materiales y la elevación mínima que se requiere para dar cabida a las estructuras.

La subrasante económica es aquella que ocasiona el menor costo de la obra, entendiéndose por esto, la suma de las erogaciones ocasionadas durante la construcción y por la operación y conservación del camino una vez abierto al tránsito. No obstante, la forma más práctica que el proyectista debe seguir para obtener la subrasante más económica, es determinarla únicamente por el costo de construcción por ser este concepto el que presenta variaciones sensibles; por lo tanto, para el proyecto de la subrasante económica hay que tomar en cuenta lo siguiente:

1. Deberá cumplir con las especificaciones de Proyecto Geométrico dadas.
2. El alineamiento horizontal es definitivo, debido a que en la fase de anteproyecto, se han considerado los problemas inherentes a éste, sin embargo, habrá casos en que se lleven a cabo replanteamientos locales.
3. La subrasante a proyectar debe permitir alojar las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel, y su elevación debe ser la necesaria para evitar humedades perjudiciales a las terracerías o el pavimento, causadas por zonas de inundaciones o humedad excesiva en el terreno natural.

Elementos que definen el proyecto de la subrasante.

De acuerdo con lo anterior, se considera que los elementos que definen el proyecto de la subrasante económica, son los siguientes:

- A.- Condiciones Topográficas**
- B.- Condiciones Geotécnicas.**
- C.- Subrasante Mínima.**
- D.- Costo de las Terracerías.**

A.- Condiciones Topográficas. De acuerdo a su configuración se definen tres tipos:

Plano: Es aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.

Lomerío: Terreno cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendientes no mayores al 25°.

Montañoso: es aquel que presenta pendientes transversales mayores al 25°, caracterizado por accidentes topográficos notables y cuyo perfil obliga a fuertes movimientos de tierra.

En terreno plano, el proyecto de la subrasante será, generalmente, en terraplén, sensiblemente paralelo al terreno, con la altura suficiente para quedar a salvo de la humedad propia del suelo y de los escurrimientos laminares en él, así como para permitir las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel. En este tipo de terreno, la compensación longitudinal o transversal de las terracerías se presenta excepcionalmente; como consecuencia, los terraplenes estarán formados con material producto de préstamo de banco. Así también, este tipo de terreno, por lo general, permite proyectar tramos con distancia de visibilidad de rebase sin ninguna dificultad, tanto para el alineamiento vertical como para el horizontal.

En terreno lomerío se deberá estudiar la subrasante combinando las pendientes especificadas, obteniendo un alineamiento vertical ondulado, que en general permitirá aprovechar el material producto de los cortes, para formar los terraplenes contiguos. El proyecto de la subrasante basado en contra pendientes, la compensación longitudinal de las terracerías en tramos de longitud considerable, el hecho de no representar problema dejar el espacio vertical necesario para alojar las alcantarillas, los pasos a desnivel y puentes, son característicos de este tipo de terreno. Así mismo, cuando se requiere considerar la distancia de visibilidad de rebase en el proyecto del alineamiento vertical, se ocasiona un incremento en el volumen de tierras a mover.

En terreno montañoso, como consecuencia de la configuración topográfica, la formación de las terracerías se obtiene mediante la excavación de grandes volúmenes; el proyecto de la subrasante queda generalmente condicionado a la

pendiente transversal del terreno y al análisis de las secciones transversales en zonas críticas o en balcón. Cuando a causa de la excesiva pendiente transversal del terreno haya necesidad de alojar en firme la corona del camino, la elevación de la subrasante debe estudiarse considerando la construcción de muros de contención, de viaductos, o de túneles con objeto de obtener el menor costo del transporte en el tramo en estudio.

Son características del terreno montañoso el utilizar con frecuencia los valores límites o máximos de las normas y especificaciones de construcción, así también, cuando se requiere proporcionar la distancia de visibilidad de rebase en los tramos especificados, es necesario llevar a cabo grandes movimientos de terracerías, la necesidad de proyectar alcantarillas de alivio, dando como resultado en el diagrama de masas una serie de desperdicios ininterrumpidos por pequeños tramos compensados.

B.- Condiciones Geotécnicas: La calidad de los materiales de la zona en donde se alojará el camino, es un factor muy importante para lograr el proyecto de la subrasante económica, ya que además del empleo que tendrán en la formación de las terracerías, servirán de apoyo al camino. La elevación de la subrasante se limita en ocasiones por la capacidad de carga del suelo que servirá de base al camino.

Por la dificultad que ofrece a su ataque, la Normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, clasifica a los materiales de terracerías como A, B y C, y por el tratamiento que van a tener en la formación de los terraplenes, los clasifican en materiales compactables y no compactables.

Un suelo se clasifica como materia A cuando puede ser atacado fácilmente con pala de mano, pico, escrepa o pala mecánica de cualquier capacidad; además, se consideran como material A, los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de 7.5 centímetros; como material B, el que requiere ser atacado mediante arado o por explosivos ligeros, considerándose además como material B, las piedras sueltas mayores de 7.5 centímetros y menores de 75.0 centímetros. Finalmente el material tipo C es el que requiere ser atacado mediante explosivos, y para su remoción, el empleo de palas mecánicas de gran capacidad.

Un material se considera compactable cuando es posible controlar su compactación por alguna de las pruebas de laboratorio que se especifican en la Normativa SCT, en caso contrario, se considerará no compactable, aun y cuando se reconozca que estos materiales pueden ser sujetos a un proceso de compactación en el campo.

Al material llamado no compactable, generalmente producto de los cortes y excepcionalmente obtenido de los prestamos, se le aplica el tratamiento de bandedo al emplearse en la formación de los terraplenes, tratamiento que tiene por objeto lograr un mejor acomodo de los fragmentos, reduciendo los vacíos u oquedades mediante el empleo del equipo de construcción adecuado. Dentro de

este grupo quedan incluidos los materiales clasificados como C y aquellos cuya clasificación B es debida a la presencia de fragmentos medianos y grandes.

Para el proyecto de la subrasante se deben conocer principalmente las propiedades de los materiales que intervienen en la formación de las terracerías, los datos relativos a su clasificación para fines de presupuesto y el tratamiento a darles.

C.- Subrasante mínima: La elevación mínima correspondiente a puntos determinados del camino, a los que el estudio de la subrasante económica debe sujetarse, define en esos puntos el proyecto de la subrasante mínima. Los elementos que fijan estas elevaciones mínimas son:

1. **Obras menores.**
2. **Puentes.**
3. **Zonas de Inundación.**
4. **Intersecciones.**

1.- Obras Menores: Para lograr la economía deseada y no alterar el buen funcionamiento del drenaje, es necesario que el estudio de la subrasante respete la elevación mínima que requiere el proyecto de las alcantarillas. Esto es determinante en terrenos planos, pues en terrenos considerados como lomerío y montañoso, solamente en casos aislados habrá que tomar en cuenta la elevación mínima, ya que el proyecto de la subrasante estará obligado por las condiciones que este tipo de configuración topográfica impone y generalmente habrá espacio vertical suficiente para dar cabida a las obras menores.

La metodología para encontrar la elevación a la cual debe sujetarse la subrasante, está en función de las características propias de a alcantarillas y de la sección de construcción, principalmente la elevación del desplante, la pendiente según el eje de la obra, el colchón mínimo, el ángulo de esviajamiento, la altura de la obra hasta su coronamiento, el ancho de la semicorona, y las pendientes longitudinal y transversal de la obra.

2.- Puentes: La elevación definitiva de la subrasante no será conocida hasta que se proyecte la estructura, es necesario tomar en consideración los elementos que intervienen para definir la elevación mínima, con el objeto de que el proyecto del alineamiento vertical se aproxime lo más posible a la cota que se requiere.

Para lograr lo anterior se debe contar con los siguientes datos:

- a) Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- b) Sobreelevación de las aguas ocasionadas por el estrechamiento que origina el puente en el cause.
- c) Espacio libre vertical para dar paso a cuerpos flotantes.
- d) Peralte de la superestructura.

La suma de los valores de estos elementos determina la elevación mínima de rasante necesaria para alojar el puente, de la cual habrá que deducir el espesor de pavimento para obtener la elevación de la subrasante.

En los caminos con TDPA bajo (entre 1 y 500 vehículos), localizados en zonas en donde las avenidas máximas extraordinarias se presentan con poca frecuencia y duración, se pudieran proyectar vados en lugar de puentes, sin embargo esto no es recomendable, aunque a primera vista redundará en una subrasante aparentemente económica, el costo global del transporte y el costo de mantenimiento del mismo serán, sin duda, elevados.

3.- Zona de Inundación: El paso de un camino por zonas de inundación, requiere del conocimiento del nivel de aguas máximas extraordinarias, mismas que obligan a dar la elevación mínima para la elaboración del proyecto; así mismo, el camino en si será un obstáculo que generará una sobreelevación de las aguas, por tal motivo y para asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento, se recomienda que la elevación de la subrasante sea como mínimo un metro arriba del nivel de aguas máximas extraordinarias.

4.- Intersecciones: Los cruces que un camino tiene con otras vías de comunicación terrestre, ya sean en proyecto o existentes, dan lugar a intersecciones que pueden ser a nivel o a desnivel. En este caso, el proyecto de la subrasante deberá considerar la vía terrestre que cruce.

En las intersecciones a desnivel, se hará un estudio económico para determinar si conviene sea inferior o superior el paso del camino que se está proyectando. Para fijar la elevación de la subrasante económica se sigue una metodología semejante a la ya explicada para el caso de obras menores, tomando en consideración además, para el caso de los entronques, que deberán estudiarse los enlaces con los caminos que originan el cruce.

D.- Costo de las terracerías: La posición que debe guardar la subrasante para obtener la economía máxima en la construcción de las terracerías, depende de los siguientes conceptos:

1.- Costos unitarios:

Excavación en corte.

Excavación en préstamo.

Compactación en el terraplén del material de corte.

Compactación en el terraplén del material de préstamo.

Sobre acarreo del material de corte a terraplén.

Sobre acarreo del material de corte a desperdicio.

Sobre acarreo del material de préstamo a terraplén.

Costo del terreno afectado para préstamo, desmonte y despalme, dividido entre el volumen de terracerías extraído del mismo.

2.- Coeficiente de variabilidad volumétrica:

Del material de corte.

Del material de préstamo.

3.- Relaciones:

Entre la variación de los volúmenes de corte y terraplén al mover la subrasante de su posición original.

Entre los costos unitarios del terraplén formado con material producto de corte y con material obtenido de préstamo.

Entre los costos que significa el acarreo del material de corte para formar el terraplén y su compactación en éste y el que significa la extracción del material de corte y el acarreo para desperdiciarlo.

4.- Distancia económica de sobre acarreo:

El empleo del material producto de corte en la formación de terraplenes, está condicionado tanto a la calidad del material como a la distancia hasta la que es económicamente posible su transporte; ésta distancia está dada por la siguiente ecuación:

$$DME = \frac{(P_p + ad) - P_c}{P_{sa}} + AL.$$

en donde :

DME = Distancia máxima de sobreacarreo económico.

ad = costo unitario de sobreacarreo del material de corte de desperdicio.

P_c = precio unitario de la compactación en el terraplén del material producto de corte.

AL = acarreo libre del material, cuyo costo está incluido en el precio de excavación.

P_p = costo unitario de terraplén formado con material producto de préstamo.

P_{sa} = precio unitario del sobreacarreo del material de corte.

Como se vera en el inciso **movimiento de terracerías**, en estos elementos se basa fundamentalmente el estudio de diagrama de masas.

Cálculo de Volúmenes y Movimientos de Terracerías.

Para lograr la aproximación de vida en el cálculo de los volúmenes de tierra, es necesario obtener la elevación de la subrasante tanto en las estaciones cerradas como en las intermedias en que se acusan cambios en la pendiente del terreno; así mismo, es conveniente calcular la elevación de los puntos principales

de las curvas horizontales, en los que la sección transversal sufre un cambio motivado por la sobreelevación y la ampliación.

Obtenida la elevación de la subrasante para cada una de las estaciones consideradas en el proyecto, se determina el espesor correspondiente dado por la diferencia que existe entre las elevaciones del terreno y de la subrasante. Este espesor se considera en la sección transversal del terreno previamente dibujada, procediéndose al proyecto de la sección de construcción.

El cálculo de los volúmenes se hace con base en las áreas medidas en las secciones de construcción y los movimientos de los materiales se analizan mediante un diagrama de curva masa.

Secciones de Construcción.

Se llama así a la representación gráfica de las secciones transversales, que contienen tanto los datos del diseño geométrico como los correspondientes al empleo y tratamiento de los materiales que formaran las terracerías; figuras 10.1 y 10.2

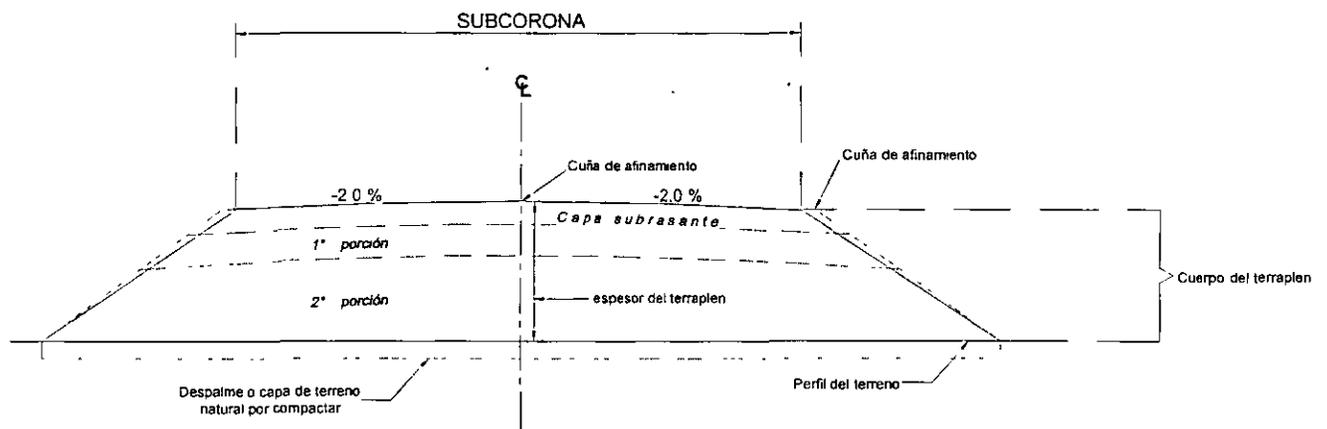


FIGURA 10.1. SECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN DE UN TERRAPLÉN EN TANGENTE

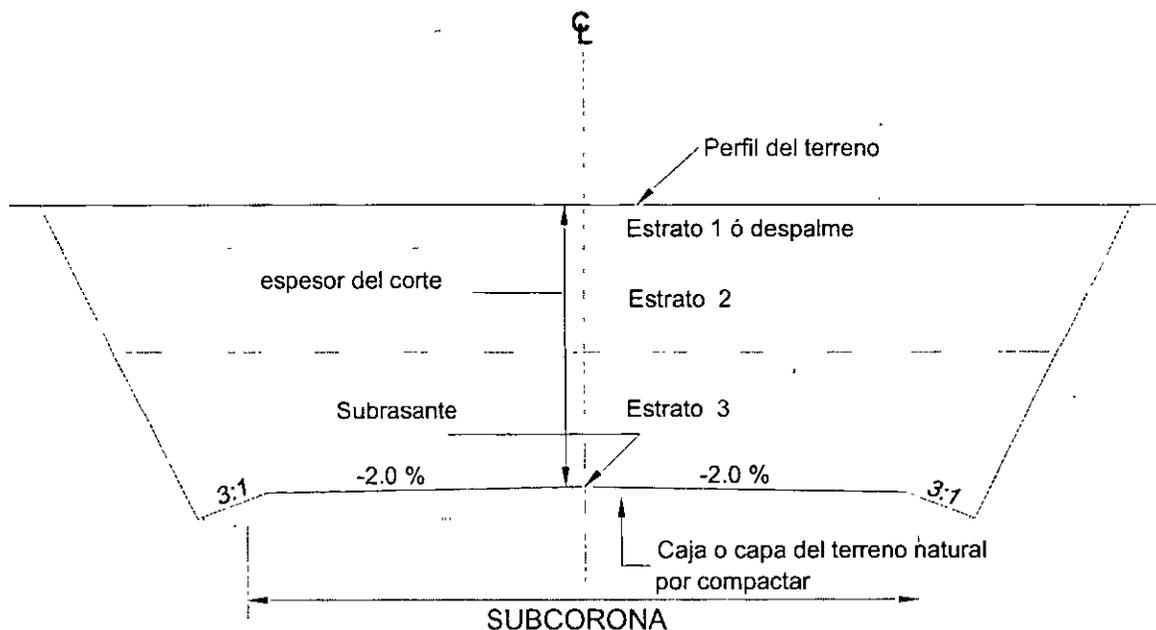


FIGURA 10.2. SECCION DE CONSTRUCCION DE UN CORTE EN TANGENTE

Los elementos y conceptos que determinan el proyecto de una sección de construcción, pueden separarse en dos grupos claramente definidos.

- A. Los propios del Diseño Geométrico.
- B. Los impuestos por el Procedimiento a que debe sujetarse la construcción de las terracerías.

Los elementos relativos al Grupo A son los siguientes:

- 1.- Espesor de corte o de terraplén.
- 2.- Ancho de corona.
- 3.- Ancho de calzada
- 4.- Ancho de acotamiento.
- 5.- Pendiente transversal
- 6.- Ampliación en curvas.
- 7.- Longitud de Transición.
- 8.- Espesor de Pavimento.
- 9.- Ancho de subcorona.
- 10.- Talud de corte o de Terraplén.
- 11.- Dimensiones de las cunetas.

Los elementos que forman el grupo B son los siguientes:

- 12.- Despalme
- 13.- Compactación del terreno natural.

- 14.- Escalón de liga.
- 15.- Cuerpo del Terraplén.
- 16.- Capa Subrasante.
- 17.- Cuña de Afinamiento.
- 18.- Muro de Retención.
- 19.- Berma
- 20.- Estratos en Corte.
- 21.- Caja en Corte.

12.- Despalme: Es la remoción de la capa superficial del terreno natural que, por sus características no es adecuada para la construcción; ya sea que se trate de zonas de cortes, de áreas destinadas para despalmes de terraplenes o de zonas de préstamo.

13.- Compactación del Terreno Natural: Es la que se da al material del terreno sobre en la que se desplantara un terraplén o al que quede debajo de la subcorona o de la capa subrasante en corte, para proporcionarle a ese material el peso volumétrico requerido.

14.- Escalón de Liga: Es el que se forma en el área de desplante de un terraplén, cuando la pendiente transversal del terreno es poco menor que la inclinación del talud y con 1.5:1, a fin de obtener una liga adecuada entre ellos y evitar un deslizamiento del terraplén ver figura 10.3

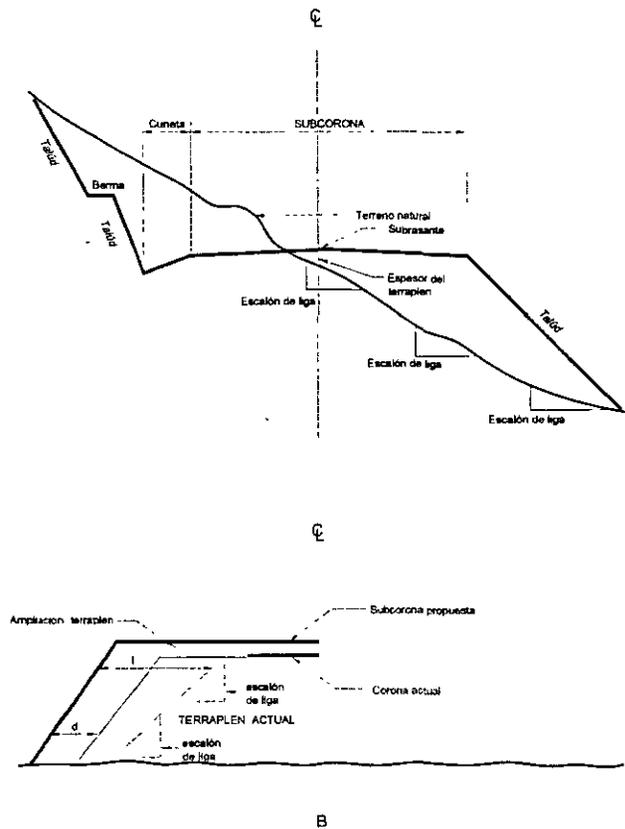


FIGURA 10.3 ESCALON DE LIGA

También se proyecta en casos de ampliación o reconstrucción de caminos existentes, cuando la distancia horizontal d , entre taludes, es menor que el ancho del equipo de construcción, para lo cual hay que recortar el terraplén existente, hasta obtener la distancia l necesaria. Las dimensiones del escalón de liga se fijan de acuerdo con las características de los materiales y del equipo de construcción.

15.- Cuerpo del Terraplén: Se llama así a la parte del terraplén que queda debajo de la subcorona está formado por una o más porciones según sea la elevación del terraplén, las características de los materiales y el tratamiento que se le de ver figura 10.1.

16.- Capa Subrasante: Es la porción subyacente a la subcorona, tanto en corte como en terraplén. Su espesor es comúnmente de 30cm y está formada por suelos seleccionados para soportar las cargas que le transmite el pavimento.

17.- Cuña de Afinamiento: Es el aumento lateral que se le da a un talud del terraplén, para lograr la compactación de vida en las partes contiguas a él. Es de forma triangular, comúnmente de 20 cm de ancho en su parte superior al nivel del hombro de la subcorona, y termina en la línea de ceros del talud o en el lecho superior de la porción inferior, si ésta es de material no compactable; ésta cuña debe recortarse en el afinamiento final.

18.- Muro de retención: Cuando la línea de ceros del terraplén no llega al terreno natural es necesario construir muros de retención, cuya ubicación y altura estarán dadas como resultado del estudio económico.

19.- Berma: en un terraplén, está formada por el material que se coloca adosado a su talud, a fin de darle mayor estabilidad al terraplén figura 10.4; en corte, es un escalón que se hace recortando el talud, con el objeto de darle mayor estabilidad y de detener en el material que se pueda desprender, evitando así que se llegue a la corona del camino.

20.- Estratos en Corte: Así se designan a las diferentes capas que aparecen en un corte, cuando cada una de ellas está formada por material de distintas características de los demás.

En está figura 10.4 se aprecia lo siguiente:

- a) La capa superficial del terreno o estrato 1, que en general está formada por materiales finos, si es aprovechable por su calidad para formar el terraplén, se considera como tal; si por el contrario es inadecuado para ese empleo, viene a ser el despalme antes descrito.
- b) Las porciones 2 y 3 representan dos estratos formados por material adecuado para la formación de terracerías, pero cuyas características son distintas.
- c)

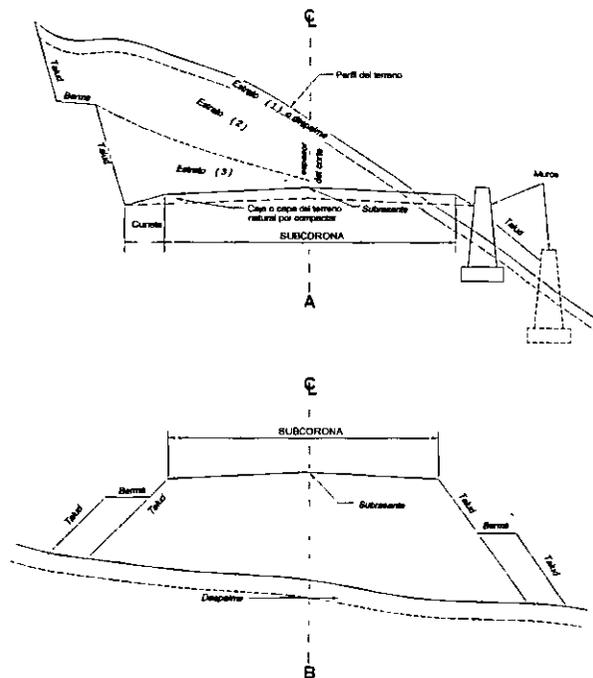


FIGURA 10.4 MUROS Y BERMAS

21.- Caja en corte: Es la excavación del material subyacente a la subcorona, inadecuado para formar la capa subrasante. Este material debe ser substituido por otro de características apropiadas.

Determinación de áreas.

Para fines de presupuesto y pago de la obra, es preciso determinar los volúmenes tanto de corte como de terraplén; para lograr lo anterior, se deberá calcular el área de considerada en el proyecto de construcción, lo cual se logra fácilmente con la suma y resta de los trapezios que forman la figura a calcular, todos referidos a un sistema de ejes cartesianos.

En la **figura 10.5** se considera una sección en corte; el área de la sección es la suma de las áreas de los trapezios **A23CA**, **C34DC** y **D45FD**, menos la suma de las áreas de los trapezios **A21BA**, **B16EB** y **E65FE**; de lo anterior se tiene que:

$$A = \frac{1}{2} \left| \begin{array}{cccc} y_1 & y_2 & y_3 & \dots & y_n & y_1 \\ x_1 & x_2 & x_3 & \dots & x_n & x_1 \end{array} \right|$$

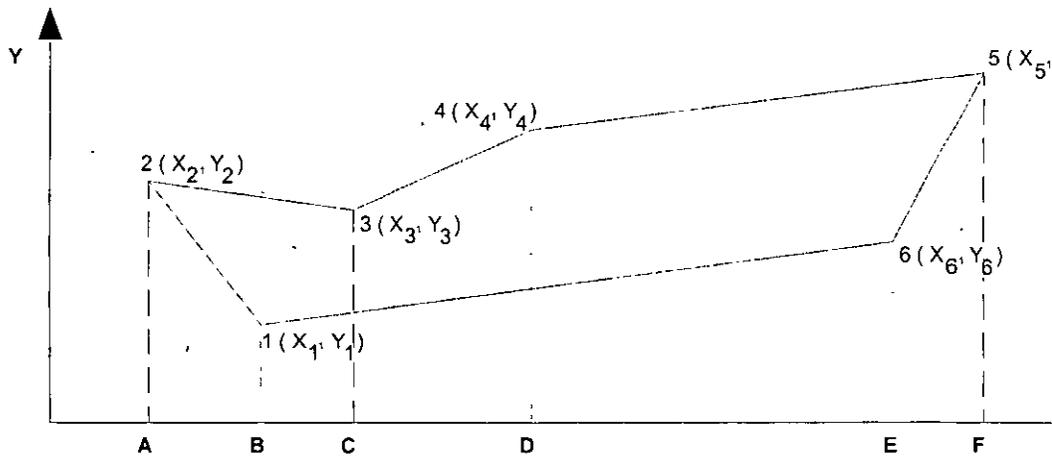


FIGURA 10.5 DETERMINACIÓN DE AREAS, METODO ANALITICO

Cálculo de Volúmenes.

Una vez que se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de los volúmenes de tierras. Para ello es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides tanto en corte como en terraplén. Cada uno de estos prismoides está limitado en sus extremos por dos superficies paralelas verticales representadas por las secciones de construcción y lateralmente por los planos de los taludes, de la subcorona y del terreno natural, **fig 10.8**

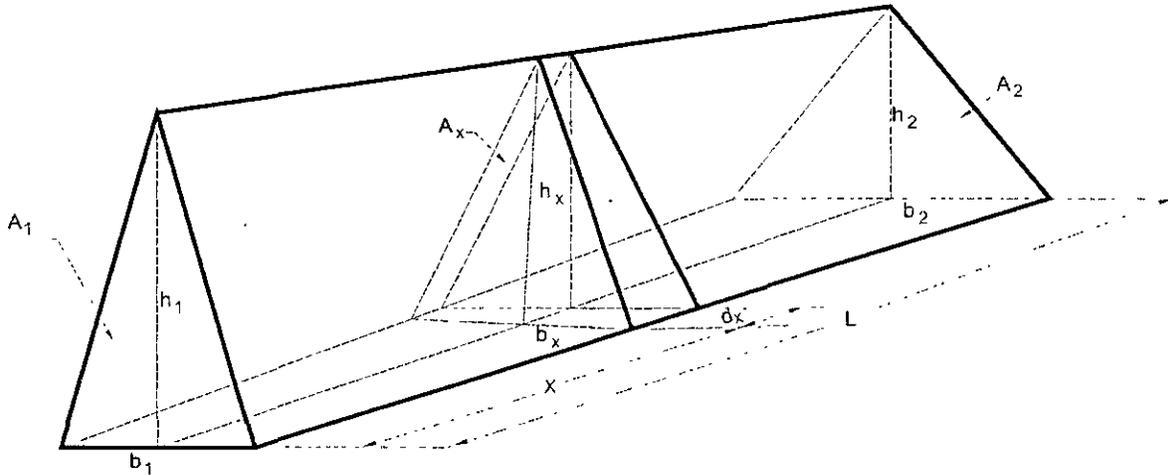


FIGURA 10.8 . VOLUMEN DE UN PRISMOIDE TRIANGULAR

La siguiente **formula** conocida como de las áreas medias, permite calcular el volumen del terraplén entre dos secciones transversales conocidas, y que por su simplicidad es muy útil para el cálculo de volúmenes de las terracerías:

$$V' = \frac{L}{2}(A_1 + A_2)$$

Esta expresión introduce un error, cuando A_m no es el promedio de las áreas extremas, error que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$E = \frac{L}{3}(A_1 + A_2 - 2A_m).$$

Para el prismaide triangular:

$$E = \frac{L}{12}(b_1 - b_2)(h_1 - h_2).$$

El cálculo de volúmenes en curva se hace basándose en el teorema de Pappus y Guldinus, según el cual, el volumen de un sólido generado por una superficie plana que gira alrededor de un eje contenido en el plano de su superficie, es igual al producto del área por la distancia recorrida por el centro de gravedad de la superficie durante el giro.

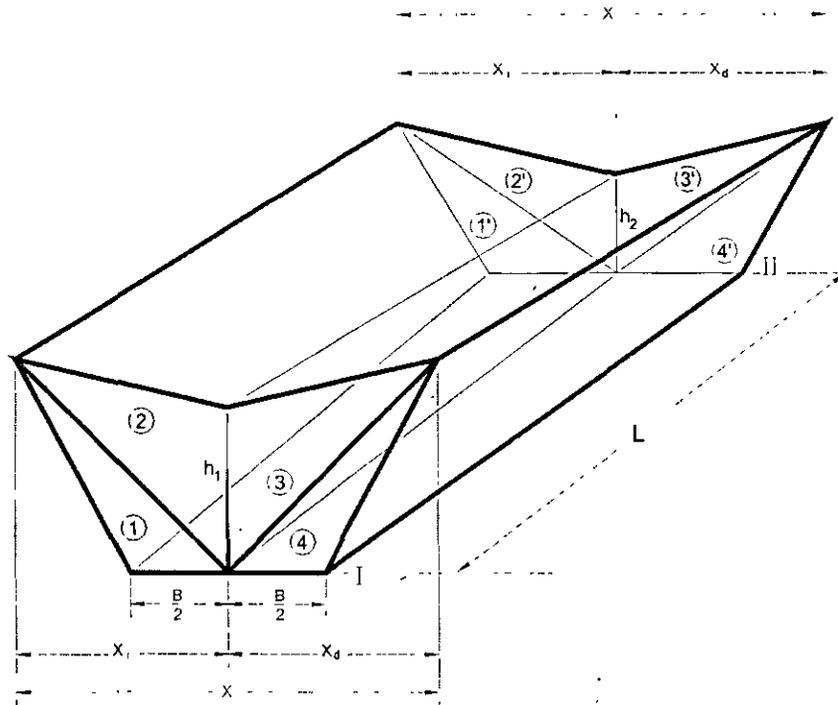


FIGURA 10.9 . DESCOMPOSICIÓN DE UN PRISMOIDE EN PRISMOIDES TRIANGULARES

Lo anterior es válido si todas las secciones del camino en curva fueran iguales; sin embargo, el caso más común es que sean diferentes, lo que implica que la distancia del centro de gravedad de cada una de las secciones respecto al eje del camino, varíe de sección a sección y entonces el cálculo exacto del volumen es muy complejo, sin embargo, con la ayuda de las computadoras esta se torna en un cálculo sencillo.

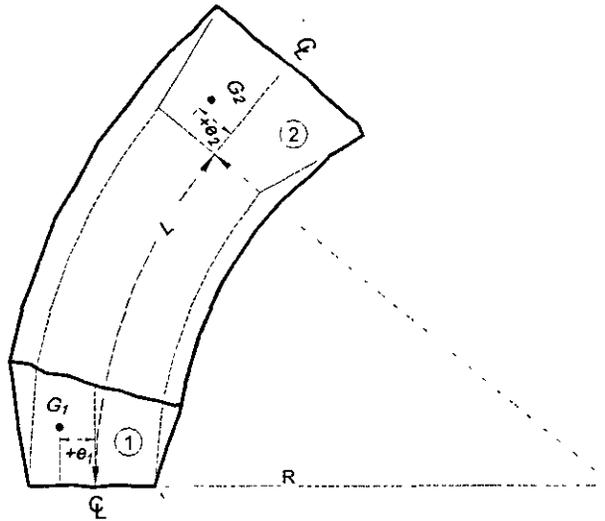


FIGURA 10.10. CORRECCION DE VOLUMEN POR CURVATURA

Coeficiente de Variabilidad Volumétrica.

El material, ya sea de corte o de préstamo, empleado en la formación de los terraplenes, experimenta un cambio de volumen al pasar de su estado natural a formar parte del terraplén, siendo esencial el conocimiento de este cambio para la correcta determinación de los volúmenes de los movimientos de tierra correspondientes.

El coeficiente será mayor a la unidad cuando un metro cúbico de terraplén pueda construirse con un volumen menor de material, obtenido en el corte o en el préstamo. Contrariamente, el coeficiente será menor que la unidad, cuando el volumen de terraplén requiera un volumen mayor del material constitutivo.

El terraplén puede estar integrado por dos o tres porciones a las que se les puede dar distinto grado de compactación; para el material producto de corte, que se empleará en la construcción del terraplén, el coeficiente de variabilidad que se considera para cada estrato en el corte, es proporcional al volumen de las porciones del terraplén; así por ejemplo, si el cuerpo del terraplén está constituido por dos porciones de igual volumen, el coeficiente empleado será el promedio de los correspondientes a los grados de compactación considerados para cada una de las porciones. En cambio, cuando el material está formado por material producto de préstamo, se aplica el coeficiente de variabilidad volumétrica correspondiente a cada una de las porciones, según se el grado de compactación recomendado.

En el caso de los acarreos, por estar los precios unitarios en función del volumen del material a mover en su estado natural, éstos se calculan de la siguiente manera:

Si el material proviene de un solo estrato, se divide el volumen de ese material entre su coeficiente e variabilidad volumétrica; si el material a mover proviene de dos o más estratos, deberá entonces determinarse el coeficiente medio de variabilidad volumétrica para cada acarreo; o sea el resultado de dividir la suma de los volúmenes compactados en el terraplén entre la suma de los volúmenes respectivos, medidos en la excavación.

Ordenadas de la Curva Masa.

La ordenada de la curva masa en una estación determinada es la suma algebraica de los volúmenes de terraplén y de corte, estos últimos afectados por su coeficiente de variabilidad volumétrica, considerados los volúmenes desde un origen hasta esa estación; se establece que los volúmenes de corte son positivos y los de terraplén son negativos. Estas ordenadas sirven para dibujar el diagrama de masas en un sistema de coordenadas rectangulares.

Ocurre con frecuencia que la calidad del material producto de corte, no es la adecuada para formar la totalidad del terraplén, sino que únicamente puede emplearse en la construcción de parte del cuerpo del mismo. Cuando esta situación se presenta, es necesario calcular ordenadas de curva masa para cada porción del terraplén que tenga distinta fuente de aprovisionamiento.

La siguiente **tabla** representa el registro de cálculo de subrasante y curva masa.

Movimiento de Tierras.

Los volúmenes, ya sean de corte o de préstamo, deben ser transportados para formar los terraplenes; sin embargo, en algunos casos, parte de los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportan a lugares convenientes fuera del camino.

Para determinar todos estos movimientos de terracerías y obtener su costo mínimo, el diagrama de masas es el instrumento con que cuenta el proyectista. El Diagrama de Masas es la curva resultante de unir todos los puntos dados por las ordenadas de curva masa, obtenidos de acuerdo al inciso anterior, correspondiendo las abscisas al cadenamamiento del camino.

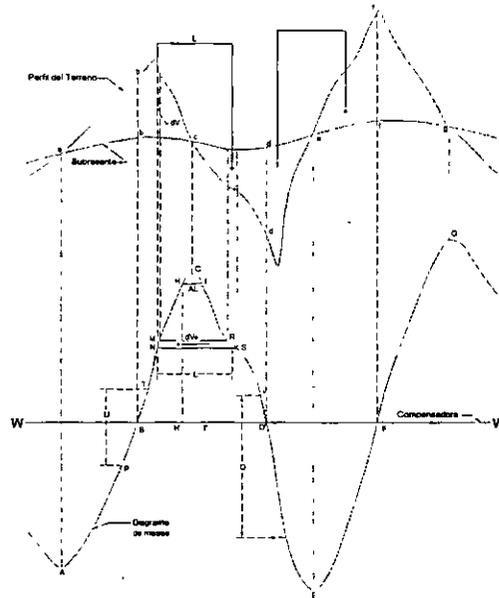


FIGURA 10.13 PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

A.- Propiedades del Diagrama de Masas: En la figura 10.13 se representa el diagrama de masas **ABCDEFGG** correspondiente a los volúmenes de terracerías a mover, al ubicar la subrasante **aceg** en el perfil **abcdefg** del terreno.

Las principales propiedades del diagrama de masas son las siguientes:

1.- El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén y descendente en caso contrario. En la **figura** se tiene que las líneas **ABC Y EFG** son ascendentes por derivarse de los volúmenes de los cortes **abc y efg**, en tanto que la línea **CDE** es descendente por referirse al terraplén **cde**.

2.- Cuando después de un tramo ascendente en el que predominan los volúmenes de corte, se llega a un punto del diagrama en el cual empiezan a preponderar los volúmenes de terraplén, se dice que se forma un máximo; inversamente, cuando después de un tramo descendente en el cual han sido mayores los volúmenes de terraplén se llega a un punto en que comienzan a prevalecer los volúmenes de corte, se dice que se forma un mínimo.

En la **figura**, los puntos **A y E** del diagrama son mínimos y corresponden a los puntos **a y e** del terreno que son los extremos de tramos en terraplén, en tanto que los puntos **C y G** del mismo diagrama son máximos y corresponden a los extremos de los cortes **abc y efg**.

3.- La diferencia entre las ordenadas de la curva masa, en dos puntos cualesquiera **P** y **T**, expresa un volumen **U** que es igual a la suma algebraica de todos los volúmenes de corte, positivos, con todos los volúmenes de terraplén, negativos, comprendidos en el tramo limitado por esos dos puntos. En el diagrama citado, la diferencia de ordenadas entre **P** y **T** es **U**; por quedar **T** arriba de **P**, **expresa** que en el tramo hay un excedente **U** del volumen de corte sobre el de terraplén; si los dos puntos son como el **J** y el **K** y este queda debajo de aquél, la diferencia de ordenadas **Q** indica el volumen de terraplén en exceso del de corte en ese tramo.

4.- Si en un diagrama de masas se dibuja una línea horizontal en tal forma que lo corte en dos puntos consecutivos, éstos tendrán la misma ordenada y por consecuencia, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén, o sea que estos dos puntos son los extremos de un tramo compensado.

Esta línea horizontal se llama compensadora y a la distancia entre los dos puntos se le llama abertura del diagrama y es la distancia máxima de acarreo al llevar el material del corte al terraplén.

En la **figura** la horizontal **BD** es una compensadora, pues la línea **BC** representa los volúmenes del corte **bcb'** que son iguales a los volúmenes del terraplén **cdd'** representados por la línea **CD** del diagrama. La abertura **BD** es la distancia máxima de acarreo al transportar el volumen del corte **b'bc** al terraplén **cdd'**.

5.- Cuando en un tramo compensado el contorno cerrado que origina el diagrama de masas y la compensadora **WW'** queda arriba de ésta, el sentido del acarreo es hacia delante; contrariamente, cuando el contorno cerrado queda debajo de la compensadora, el sentido del movimiento es hacia atrás.

6.- Las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan los acarreos. Si en el corte **bcb'** se toma un volumen elemental **dV**, que está representado en el diagrama de masas por el segmento **MN**, que será transportado a una distancia **L**, para ser colocado en el segmento **RS** del terraplén, el acarreo elemental será **dV x L** que es precisamente el área del trapecio elemental **MNSR**; por lo tanto, la suma de todas las áreas de los trapecios elementales, representativos de acarreos elementales, será el área del contorno cerrado **BCDB**, que representará el monto del acarreo total. Así pues, si se tiene un contorno cerrado formado por el diagrama de masas y por una compensadora, bastará con determinar el área de él, para que, considerando las escalas respectivas, se encuentre el valor del acarreo total.

B.- Precio unitario y forma de pago de los conceptos que integran los movimientos de terracerías. El precio unitario es la remuneración pecuniaria que se cubre al contratista por unidad de obra realizada y que comprende el costo directo, el costo indirecto y la utilidad, en cada concepto para el que se establece.

En el caso de la determinación de la subrasante económica, es preciso conocer el precio unitario de cada uno de los conceptos que comprenden los movimientos de terracerías, para que al multiplicarlo por el volumen de obra respectivo, se obtenga la erogación correspondiente a cada uno de esos conceptos y se concluya si la subrasante así obtenida es realmente la más económica.

Como no es posible precisar los precios unitarios hasta que no se ha concluido la obra, se recurre para los proyectos, al empleo de precios unitarios determinados para casos semejantes.

Las bases de contratación para cada obra indican los conceptos que integran cada uno de los precios unitarios a determinar. La evolución de las técnicas y equipos de construcción origina cambios continuos en la integración de precios unitarios, por lo que no es posible describir aquí los que corresponden a los conceptos que se mencionan.

Puede decirse que la subrasante que se determine, se acercará a la económica, en la misma forma que los precios unitarios supuestos para el proyecto, se acerquen a los precios unitarios de la obra.

Algunos de los conceptos que a continuación se indican fueron tratados en este capítulo; aquí se verán bajo el aspecto correspondiente a su pago. Los conceptos que se tratan por primera vez, se describirán brevemente antes de tratar su forma de pago.

1.- **Despalme:** El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación, en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

2.- **Corte o excavación:** El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente. El precio unitario se fija de acuerdo con la dificultad que presenta el material al extraerse y cargarse.

3.- **Prestamos laterales:** Son las excavaciones ejecutadas dentro de fajas ubicadas paralelamente al eje del camino a uno o a ambos lados de él, con anchos determinados en el proyecto y cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de los terraplenes contiguos. El límite exterior de cada faja se fija actualmente a una distancia máxima de cien metros, contados a partir del eje del camino.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto anterior para corte o excavación.

4.- **Préstamo de banco:** Son los ejecutados fuera del límite de cien metros de ancho indicado en el punto anterior y los ejecutados dentro de dicho límite,

cuyos materiales se emplean en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto 2.

5.- **Compactación:** Es la operación mecánica que se ejecuta para reducir el volumen de los vacíos existentes entre las partículas sólidas de un material, con el objeto de mejorar sus características de deformabilidad y resistencia, así como para darle mayor durabilidad a la estructura formada por ese material.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del grado de compactación requerido.

6.- **Bandeado:** Es el tratamiento mecánico que se aplica con equipo pesado de construcción, al material que por sus dimensiones de sus fragmentos no se le puede considerar susceptible de compactación normal, en el sentido de que los resultados del proceso de compactación de campo no pueden controlarse con las pruebas de laboratorio en vigor.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del tipo y número de pasadas del equipo.

7.- **Agua para compactación:** Es el volumen de agua que se requiere incorporar a las terracerías, a fin de lograr los grados de compactación especificados en el proyecto. Es igualmente aplicable para el caso del bandeo.

El pago se hace con base a los volúmenes de agua medida en las pipas en el lugar de aplicación, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

8.- **Acarreos:** Consisten en el transporte del material producto de cortes o préstamos, a lugares fijados para construir un terraplén o depositar un desperdicio. También se aplica al acarreo de agua para compactación.

La secretaría de Comunicaciones y Transportes clasifica los acarreos de acuerdo con la distancia que hay entre el centro de gravedad de la excavación y el centro de gravedad del terraplén a construir, o del sitio donde el desperdicio se vá a depositar; en:

a.- **Acarreo libre:** Es el que se efectúa dentro de una distancia de 20 metros.

b.- **Sobre acarreo en metros cúbicos-estación:** Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 20 y 120 metros.

c.- **Sobre acarreo en metros cúbicos-hectómetro:** Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 121 y 520 metros.

d.- **Sobre acarreo en metros cúbicos-kilómetro:** Cuando la distancia entre los centros de gravedad excede de 521 metros.

A cada uno de estos tipos de acarreo corresponde un precio unitario, con excepción del acarreo libre cuyo costo se incluye en el de la excavación.

El pago de los sobre acarreos se hace multiplicando el monto de los mismos por el precio unitario correspondiente.

C.- Determinación de los acarreos: A continuación se estudia la determinación de los acarreos con base en el diagrama de masas.

1.- **Acarreo libre.** Es la distancia máxima a la que puede ser transportado un material, estando el precio de esta operación incluido en el de la excavación. En consecuencia, para no encarecer el precio de la excavación, el acarreo libre debe ser a la mínima distancia requerida por el equipo que lleva acabo la extracción, carga y descarga del material.

Por convención, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ha adoptado una distancia de acarreo libre de 20 metros; ésta se representa por medio de una horizontal en la zona inmediata a los máximos o mínimos del diagrama de masas.

Al preparar los programas para la PC, se requiere fijar, analíticamente, las estaciones que limitan el acarreo libre; las expresiones matemáticas necesarias se desarrollan a continuación.

En el diagrama de masas de la **figura ###**, son conocidas las ordenadas correspondientes a las estaciones 1, 3, 4, y 6 y por supuesto el acarreo libre **AL**, que estará dividido en los tramos **a, b y c**.

Se ha dicho, dentro de las propiedades de la curva masa, que la diferencia de ordenadas entre dos puntos cualquiera expresa un volumen, representados en la **figura** por las letras **Q y U** para terraplén y corte, respectivamente.

La pendiente en la línea correspondiente al terraplén es:

$$P_t = \frac{Q}{\text{distancia entre estaciones 1 y 3}}$$

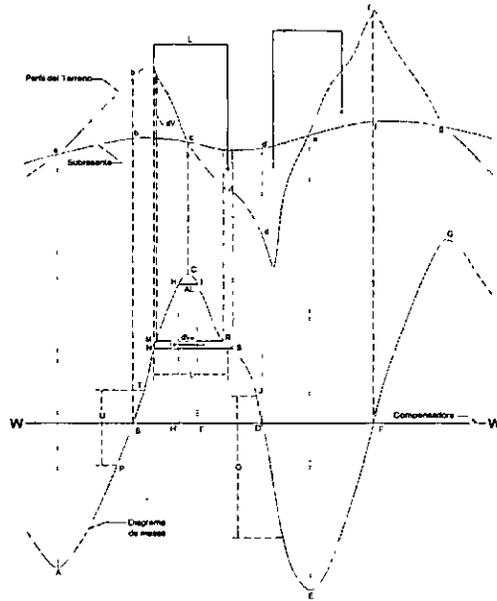


FIGURA 10 15 PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

y la pendiente de la línea correspondiente al corte es:

$$P_c = \frac{U}{\text{distancia entre estaciones 4 y 6}}$$

Por otro lado, se tiene que la ordenada en el punto 2 es igual a la del punto 5 y por lo tanto, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén.

Entonces:

$$OCM_2 = OCM_5$$

como:

$$OCM_2 = OCM_3 - aP_t$$

$$OCM_5 = OCM_4 - cP_c$$

Se tiene que:

$$OCM_3 - aP_t = OCM_4 - cP_c$$

En esta estación son conocidos todos los valores menos la longitud de los segmentos **a** y **c**.

Pero como:

$$AL = a + b + c$$

y

$$c = AL - (a + b)$$

en donde **b** es conocido, por ser la distancia entre las estaciones **3** y **4**.

Substituyendo el valor de c , se tiene:

$$OCM_3 - aP_t = OCM_4 + [AL - (a + b)]P_c$$

$$OCM_3 - OCM_4 - P_c(AL - b) = a(P_t - P_c)$$

$$\frac{OCM_2 - OCM_3 - P_c(AL - b)}{P_t - P_c} = a$$

Por lo tanto, las estaciones que limitan el acarreo libre serán:

$$Est2 = Est3 - a$$

$$Est5 = Est4 + c$$

2.- **Distancia media de sobre acarreo:** Para poder cuantificar los movimientos de terracerías, es necesario establecer la distancia de sobre acarreo y la porción del volumen que hay que transportar más allá el límite establecido por el acarreo libre.

Refiriéndose a la **figura 10.15** se tiene que, la distancia de acarreo libre es la horizontal que corta la curva en los puntos **A y C**, de modo que **AC = 20 metros**. El material por encima de la recta **AC** es el que se transportará sin costo adicional. El volumen de este material viene dado por la diferencia de ordenadas entre la recta **AC** y el punto **B** y es una medida del volumen de corte entre **a y b**, que forma el terraplén entre **b y c**.

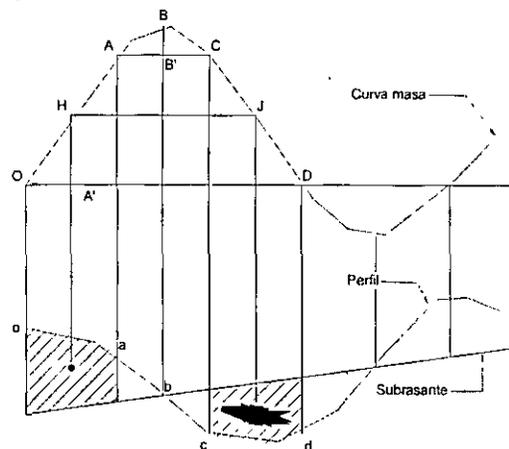


FIGURA 10.15 DISTANCIA MEDIA DE SOBRECARRERO

Considérese ahora el volumen sobre la línea de compensación **OD**. El estudio de la curva masa y el perfil correspondiente, muestra que el corte de **o a b** formará el terraplén de **b a d**. Como el material que queda por encima de la compensadora **AC** está incluido en el límite del acarreo libre, la otra parte entre las

líneas **OD** y **AC** que se mide por la ordenada **A'A** está sujeta a un transporte adicional o sobre acarreo. Esto es, el volumen comprendido entre **o** y **a** debe ser sobre acarreado para formar el terraplén entre **c** y **d**.

La distancia media de sobre acarreo entre el corte **o-a**, y el terraplén a formar entre **c** y **d**, es la distancia entre los centros de gravedad del corte **o-a** y del terraplén **c-d**. Si por los centros de gravedad del corte y del terraplén se lleva una vertical, ésta cortará a la curva masa en los puntos **H** y **J**.

En consecuencia, la distancia media de sobre acarreo está dada por la longitud de la recta **HJ**, menos la distancia de acarreo libre **AC**.

La distancia media de sobre acarreo se obtiene con base en la propiedad de la curva masa que dice que las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan el monto de los acarreos, es decir, un volumen por una distancia. Si el área de estas figuras se divide entre la ordenada de las mismas, que representa un volumen, se obtendrá como resultado la distancia, que restándole el acarreo libre, dará la distancia media de sobre acarreo.

Así, por ejemplo, el área de contorno cerrado **OACDO** dividida entre la ordenada **A'A** dará como resultado la distancia **HJ**, a la cual habrá que restarle la distancia de acarreo libre **AC** para obtener la distancia media de sobre acarreo.

D.- Posición económica de la compensadora. En un tramo, la compensadora que corta el mayor número de veces al diagrama de masas y que produce los movimientos de terracerías más económicos, recibe el nombre de compensadora general.

Es conveniente obtener una sola compensadora general para un tramo de gran longitud; sin embargo, la economía buscada obliga la mayor parte de las veces, a que la compensadora no sea una línea continua, sino que debe interrumpirse en ciertos puntos para reiniciarla en otros situados arriba o debajo de la anterior, lo que origina tramos que no están compensados longitudinalmente y cuyos volúmenes son la diferencia de las ordenadas de las compensadoras.

En la **figura 10.16** se tienen las compensadoras generales **AA'**, **BB'**, **CC'** y **DD'**, que no forman una sola línea continua. La compensadora **BB'** origina un préstamo entre ella y la **AA'** por estar localizada bajo de ésta. La compensadora **CC'** ocasiona un desperdicio entre ella y la **BB'** por estar arriba de ésta, así como la compensadora **DD'** origina otro desperdicio por estar arriba de la **CC'**.

Generalmente, los préstamos se originan por exceso de volumen de terraplén y los desperdicios por exceso de volumen de corte, pero pueden coexistir préstamos y desperdicios, verbigracia, cuando la suma de los costos del acarreo del material excavado al llevarlo al terraplén y de la compactación requerida, sea mayor que la suma de los costos de excavación, de acarreo y de compactación

del material producto de préstamo y del acarreo del desperdicio, o bien, cuando el material de corte no deba emplearse en la construcción del camino.

En el estudio de la compensación longitudinal se presentan cuatro casos, dependiendo de la ubicación de la compensadora general; en la **figura ###** la compensadora puede quedar ubicada entre préstamos como la **AA'**; entre préstamo y desperdicio como la **BB'**; entre desperdicios como la **CC'** y entre desperdicio y préstamo como la **DD'**.

Para el desarrollo de las ecuaciones que a continuación se citan y que rigen la posición económica de la compensadora para los casos antes descritos, se ha empleado la simbología siguiente:

Pat. Es el costo total que requiere la construcción de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto anterior y contiguo al tramo compensado. Este costo incluye los correspondientes a excavación, acarreo, compactación, etc.

Pad. Es el costo total que resulta de construir un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto posterior y contiguo al tramo compensado.

Dad y Dat. Es el costo unitario total del sobre acarreo y o acomodo del desperdicio de adelante y atrás, respectivamente.

Dcd y Dct. Son los precios unitarios por concepto de compactación del corte que se desperdicia adelante y atrás, respectivamente.

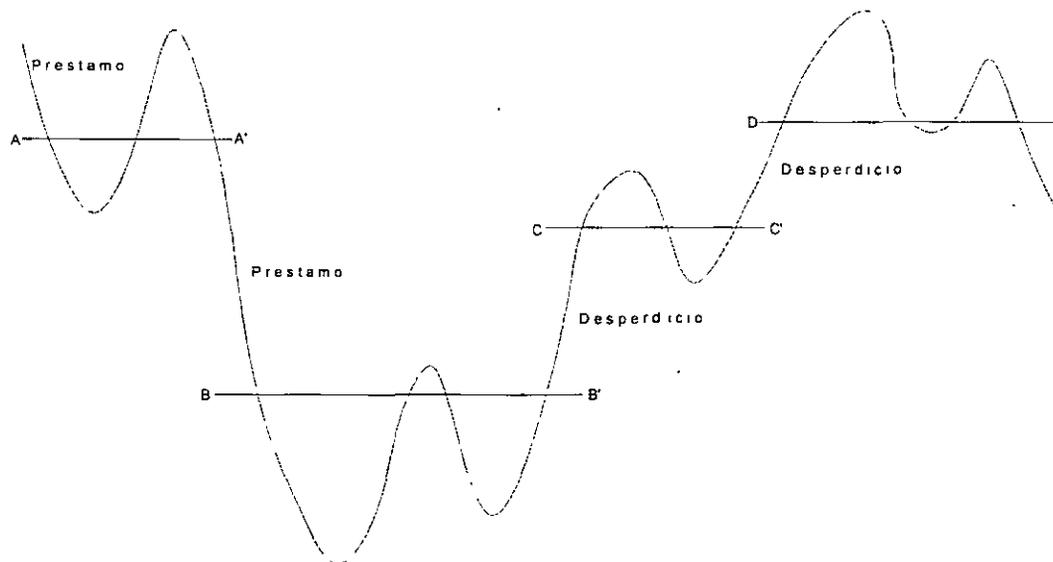


FIGURA 10.16 PRESTAMOS Y DESPERDECIOS

$A_1, A_2, A_3, A_4 \dots$. Son las áreas contenidas entre el diagrama y la compensadora general, que representan los montos del acarreo.

$C_1, C_3, C_5 \dots$. Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales de corte que serán acarreados hacia atrás. En la ecuación general se presentan por **Cnon**.

$C_2, C_4, C_6 \dots$. Son los coeficientes de variabilidad de los materiales provenientes de corte que serán movidos hacia delante. En la ecuación general se presentan por **Cpar**.

Cat. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica de los materiales del préstamo de atrás.

Cad. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica de los materiales del préstamo de adelante.

Cdd y Cdt. Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales producto de los cortes que ocasionan los desperdicios de adelante y de atrás, respectivamente.

\$A. Es el precio unitario de los acarreos medidos en, $m^3 \alpha$, pues sus distancias se miden en unidades α .

\$B. Es el precio unitario de los acarreos medidos en, $m^3 \beta$, pues sus distancias se miden en unidades β .

\$C. Es el precio unitario de los acarreos medidos en, $m^3 \gamma$, pues sus distancias se miden en unidades γ .

AL. Es el acarreo libre.

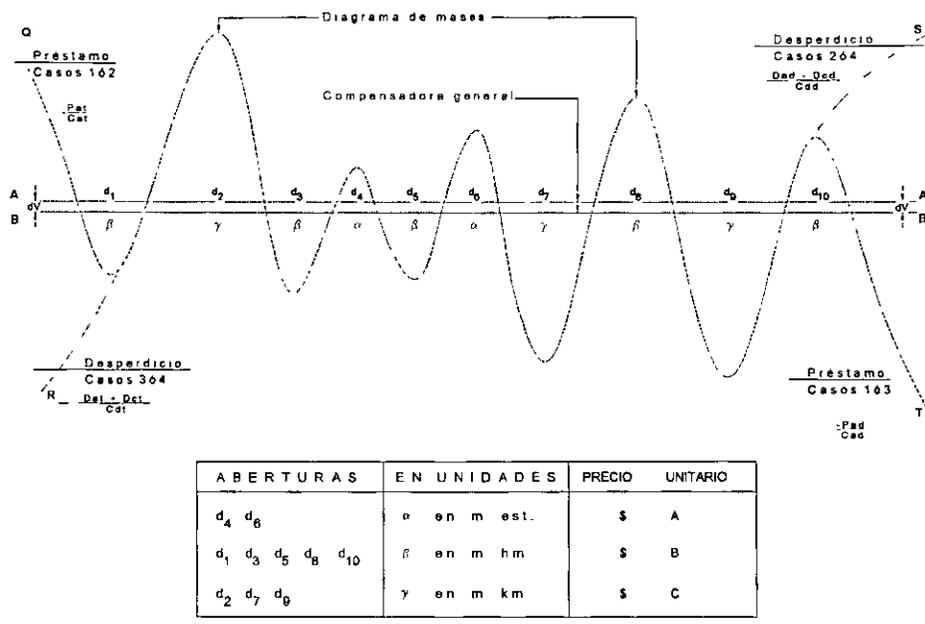


FIGURA 10.17 POSICION ECONOMICA DE LA COMPENSADORA

1.- Compensadora en estudio comprendida entre dos préstamos.

Considérese el diagrama de masas QT de la figura ###, que comprende una serie de movimientos originados por la compensadora general AA', limitada por dos préstamos. Las aberturas en esa compensadora son las \$d_1, d_2, d_3, \dots, d_{10}\$.

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) +$$

$$\$B \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) + \$C \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

Aplicando la ecuación a un caso particular, si el primer miembro resulta positivo y el segundo resulta positivo pero con un valor absoluto menor al primer miembro, habrá que subir la compensadora; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al primero, habrá que bajar la compensadora. En ambos casos el movimiento de la compensadora tenderá a lograr la igualdad dada por la ecuación. Análogamente, si el primer miembro es negativo, habrá que bajar la compensadora cuando el segundo miembro sea positivo, o negativo pero con un valor absoluto superior al del primero, habrá que subirla.

2.- Compensadora en estudio comprendida entre préstamo y desperdicio.

En la misma **figura 10.17** considérese ahora el diagrama de masas **QS**, cuya compensadora **AA'** está situada entre un préstamo atrás y un desperdicio adelante; entonces, la ecuación general anterior se cambia a la siguiente:

$$\begin{aligned} \frac{Pat}{Cat} + \frac{Dad - Dcd}{Cdd} &= \$A \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\ + \$B \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\ + \$C \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \end{aligned}$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al primero, entonces deberá subirse.

3.- Compensadora en estudio comprendida entre un desperdicio y un préstamo.

En la misma figura considérese ahora el diagrama de masas **RT**, cuya compensadora **AA'** está situada entre un desperdicio atrás y un préstamo adelante; entonces la ecuación general que se debe satisfacer es la siguiente:

$$\begin{aligned} -\frac{Dat}{Cdt} - \frac{Pad}{Cad} + \frac{Dct}{Cdt} &= \$A \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\ + \$B \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\ + \$C \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \end{aligned}$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al del primero, entonces deberá subirse.

4.- Compensadora en estudio comprendida entre dos desperdicios.

Finalmente considérese el diagrama de masas **RS**, en el que la compensadora **AA'** está limitada por dos desperdicios; la ecuación general que se debe satisfacer es:

$$\begin{aligned} \frac{D_{ad} - D_{cd}}{C_{dd}} - \frac{D_{at} - D_{ct}}{C_{dt}} &= \$A \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) \\ + \$B \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) \\ + \$C \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) \end{aligned}$$

En este caso, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es negativo, o positivo pero con un valor absoluto menor, la compensadora tendrá que subirse; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primero, la compensadora habrá que bajarla.

Si el primer miembro es negativo y el segundo resulta positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primero, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro resulta negativo pero con un valor absoluto mayor que el del primero, la compensadora deberá subirse.

La aplicación práctica de estas cuatro ecuaciones es sencilla; basta medir las aberturas en la unidad correspondiente al sobre acarreo en cada movimiento, restarle el acarreo libre y multiplicarlas por el precio unitario, los productos así obtenidos serán de signo positivo o negativo según correspondan a movimientos hacia atrás o hacia delante y se efectúa la suma algebraica de estos productos; esta suma debe ser igual al primer miembro, si no lo fuere, se moverá la compensadora hasta encontrar esa igualdad.

Así por ejemplo, en el diagrama de masas mostrado en la **figura 10.18** que se ha dibujado empleando escalas vertical y horizontal 1 cm = 200m³ y un centímetro igual a 20 metros, respectivamente, se tiene que la compensadora a que dan lugar los movimientos, se encuentra localizada entre dos prestamos.

Para la determinación económica de la compensadora, se tienen los siguientes datos y especificaciones.

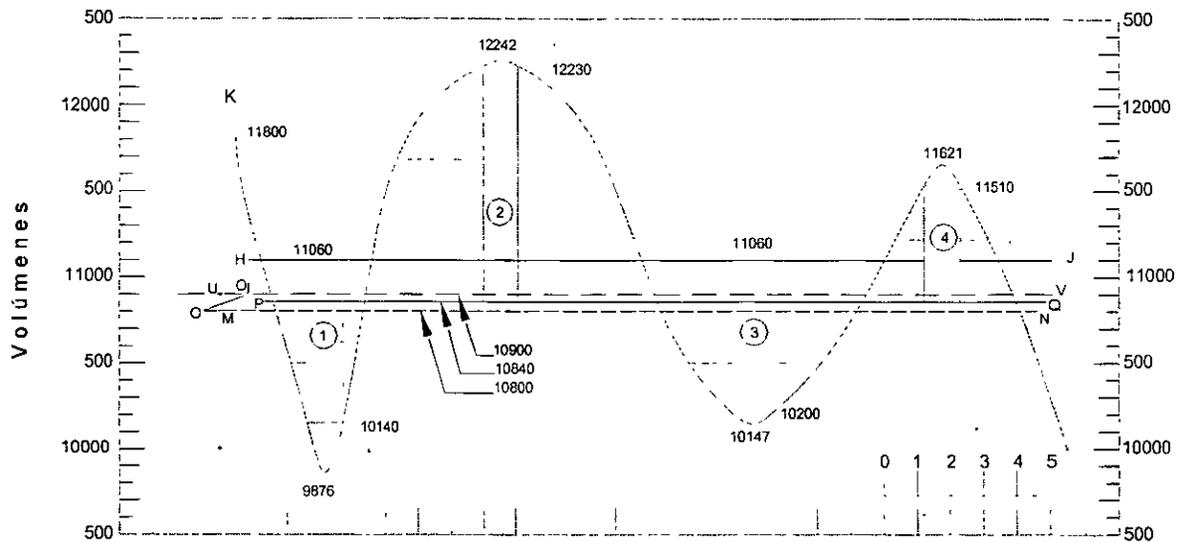


FIGURA 10.18. UBICACIÓN DE LA COMPENSADORA ECONOMICA

- 1.- Acarreo libre: 20 metros.
- 2.- Sobre acarreo:

Distribución de Centro a Centro de gravedad	Unidad	Aproximación	Precio Unitario \$
De 20 a 120 metros	m ² estación	Un decimal	0.20
De 120 a 520 metros	m ² hm		0.50
Mayor de 520 metros	m ² hm		3.30

En todo movimiento solamente se considerará un solo tipo de sobre acarreo, que estará dado por la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes de corte y de terraplén.

3.- Costo total de la formación de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo:

- a) Pat = \$7.30.
- b) Pad = \$7.50.

4.- Coeficiente de variabilidad volumétrica tanto para el material de préstamo como para el de corte, igual a 1.00.

Del estudio de los precios unitarios relativos a los tres tipos de sobre acarreo, se deduce que un metro cúbico de material transportado a la distancia

máxima de acarreo correspondiente al sobre acarreo expresado en m^3 estación, o sea 120 metros el acarreo libre, tendrá un costo de $5 m^3$ estación $\times 0.20 = \$1.00$; si ese mismo volumen se transporta a una distancia ligeramente mayor, 121 metros menos el acarreo libre, su cuantificación se hará en m^3 hm y su costo será de $\$0.50$; del mismo modo, si un metro cúbico de material se transporta a la distancia máxima de acarreo de los sobre acarreos expresados en m^3 hm, o sea 520 metros menos el acarreo libre, tendrá un costo de $5 m^3$ hm $\times 0.50 = \$2.50$; en cambio, ese mismo volumen transportado a 521 metros menos el acarreo libre, se medirá en kilómetros y tendrá un costo de $0.50 m^3$ hm $\times 3.30 = \$1.65$

Así mismo, un análisis del diagrama de masas permite observar que los acarreos ocasionados por los movimientos N1,3 y 4, necesariamente tienen que expresarse en m^3 estación, pero que el movimiento 2 puede ocasionar un sobre acarreo expresado en m^3 hm. Por lo tanto, siendo como se ha visto, más económico el sobre acarreo expresado en m^3 hm, convendrá que la compensadora en estudio origine este tipo de sobre acarreo en el movimiento número 2.

Siguiendo este criterio se ha fijado la compensadora de prueba **MN**, que tiene su origen en el eje vertical K y como ordenada la 10800. para este ejemplo se aplica la ecuación correspondiente al caso en que la compensadora está comprendida entre dos préstamos, pero como se tienen únicamente dos tipos de acarreos, el segundo miembro de la ecuación queda integrado por dos sumandos. Por otra parte, como únicamente existe un movimiento cuyo acarreo se va a expresar en m^3 hm y queda por encima de la compensadora, es decir, su sentido es hacia delante, será par; lo que permite simplificar la ecuación expresándola de la siguiente manera:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) - \$B \left(\sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

Y substituyendo, se tiene para el primer miembro:

$$\begin{aligned} \frac{Pat}{Cat} &= \$7.30; & \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} &= \$7.30 - \$7.50 \\ \frac{Pad}{Cad} &= \$7.30; & \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} &= -\$0.20 \end{aligned}$$

Y para el segundo miembro:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	m□estación	1.7	0.20	0.34
2	Atrás	m□estación	4.5	0.20	0.90
3	Adelante	m□hm	1.6	0.50	0.80
4	Adelante	m□estación	3.8	0.20	0.76

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.24
 Costo total de los movimientos hacia delante = \$ 1.56
 Diferencia = - \$ 0.32

Como el valor del primer miembro (-\$ 0.20) es diferente al resultado obtenido (- \$0.32), es necesario mover la compensadora. Ahora bien, como en el segundo miembro la diferencia resulto negativa, es decir, resultó mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia delante, se debe subir la compensadora para alcanzar la igualdad deseada. Por tanto, se probará la compensadora UV cuya ordenada tiene un valor de 10900.

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	m□estación	2.0	0.20	0.40
2	Atrás	m□estación	5.0	0.20	1.00
3	Adelante	m□hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m□estación	3.2	0.20	0.64

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.40
 Costo total de los movimientos hacia delante = \$ 1.39
 Diferencia = + \$ 0.01

Ahora es mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia atrás y, por tanto, debe bajarse la compensadora.

La posición correcta de la compensadora se puede obtener en forma aproximada empleando el siguiente procedimiento gráfico: la diferencia con respecto al primer miembro de la ecuación dada por la primera compensadora de prueba, convertida a una distancia, es llamada **MO** a la izquierda de la vertical **K**; el punto de intersección de la recta OO_1 , con el eje vertical **K** dará aproximadamente la ordenada correspondiente a la compensadora buscada.

En el ejemplo que se cita, la intersección indica la posición de la compensadora **PQ** en la ordenada 10840; comprobando la bondad del método se tendrían los siguientes resultados:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	m ³ estación	1.8	0.20	0.36
2	Atrás	m ³ estación	4.6	0.20	0.92
3	Adelante	m ³ hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m ³ estación	3.6	0.20	0.72

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.28

Costo total de los movimientos hacia adelante = \$ 1.47

Diferencia = - \$ 0.19

Como el valor del primer miembro (-\$0.20) es prácticamente igual que el resultado obtenido (-\$0.19) se satisface la ecuación, siendo por tanto PQ la compensadora económica.

Ahora bien, si la compensadora se hubiera fijado de tal modo que se originaran movimientos expresados en m³ estación exclusivamente, su aparente posición económica sería la horizontal HJ dada por la ordenada 11060.

La cuantificación y costo de los movimientos de tierra ocasionados por las compensadoras PQ y HJ sería:

Movimiento número	Expresado en:	Volumen m ³	Distancia media	Sobre acarreo	Precio Unitario \$	Importe \$
Compensadora PQ.						
1	m ³ estación	700	0.9	630	0.20	125.00
2	m ³ hm	1390	1.1	1529	0.50	764.50
3	m ³ estación	640	2.9	1856	0.20	371.20
4	m ³ estación	670	1.7	1139	0.20	227.80
Costo por concepto de Sobre acarreo						1489.50
	Pat m ³	960			7.30	7008.00
	Pad m ³	840			7.50	6300.00
Costo por concepto de prestamos						13308.00
Costo total						14797.5
Compensadora HJ.						
	m ³ estación	920	1.2	1104	0.20	220.80
	m ³ estación	1170	4.8	5616	0.20	1123.20
	m ³ estación	860	3.5	3010	0.20	602.00
	m ³ estación	450	1.1	495	0.20	99.00
Costo por concepto de Sobre acarreo						2045.00
	Pat m ³	740			7.30	5402.00
	Pad m ³	1060			7.50	7950.00
Costo por concepto de prestamos						13352.00
Costo total						15397.00

Comparando los resultados obtenidos en cada caso, se observa que de la diferencia de costos a favor de la compensadora **PQ**, un alto porcentaje está dado por el costo de los sobre acarreo.

E) Posición económica de la compensadora auxiliar.

Cuando dentro de un movimiento ocasionado por la compensadora original, existen otros máximos y mínimos **figura 10.19** que dan lugar a otra serie de movimientos adicionales, es necesario utilizar una compensadora auxiliar que haga mínimo el costo de los sobre acarreo en esos movimientos.

En el diagrama de masas mostrado en la **figura 10.19** en el que ya está ubicada la compensadora general **MN**, la compensadora auxiliar **AA'** ha originado los cuatro movimientos siguientes:

bcdef que es hacia atrás y cuya abertura es d_1 .

fgh que es hacia delante y cuya abertura es d_2 .

hijklmn que es hacia atrás y cuya abertura es d_3 y el sobre acarreo

abfhno que es hacia atrás y cuya abertura es d_4 .

Si se mueve la compensadora auxiliar a la posición **BB'** mediante un desplazamiento dV se tendrá que:

El movimiento **bcdef** disminuyó en el área **bcef**, que es igual a :

$$(d_1 - AL)dV .$$

El movimiento **fgh** aumentó en el área **efhi**, que es igual a:

$$(d_2 - AL)dV .$$

El movimiento **hijklmn** disminuyó en el área **himn**, que es igual a:

$$(d_3 - AL)dV .$$

Y el movimiento **abfhno** aumentó en el área **bcmn**, que es igual a:

$$(d_4 - AL)dV .$$

Entonces, el incremento del costo será:

$$dC = -PU_1(d_1 - AL)dV + PU_2(d_2 - AL)dV - PU_3(d_3 - AL)dV + PU_4(d_4 - AL)dV$$

así también:

$$\frac{dC}{dV} = -(d_1 - AL)PU_1 + (d_2 - AL)PU_2 - (d_3 - AL)PU_3 + (d_4 - AL)PU_4$$

en donde PU es el precio unitario de cada sobre acarreo en cada movimiento.

Como la condición de mínimo es que el primer miembro sea cero, la compensadora auxiliar económica debe satisfacer la ecuación general siguiente:

$$PU_1(d_1 - AL) + PU_3(d_3 - AL) = PU_2(d_2 - AL) + PU_4(d_4 - AL)$$

Obviamente, la ecuación anterior puede abreviarse sacando como factor común los precios unitarios iguales, que resulten de longitudes de aberturas semejantes; para el caso en que d_1 , d_2 y d_3 sean aberturas menores que la distancia máxima, cuyo precio unitario sea $\$A$; en tanto que la abertura d_4 sea mayor que esa distancia máxima, por lo que debe aplicarse en ésta el precio unitario $\$B$, la ecuación general se transforma en la particular siguiente:

$$\$A(d_1 - AL_\alpha + d_3 - AL_\alpha) = \$A(d_2 - AL_\alpha) + \$B(d_4 - AL_\beta)$$

en donde d_1 , d_2 , d_3 y AL_α están medidos con la unidad de longitud \square , en

tanto que: d_4 y AL_β lo están con las unidades $\tilde{\square}$

podiera darse el caso de que todas las aberturas fueran del mismo tipo de sobre acarreo, cuyos precios unitarios fueran iguales, esto es, todas menores, iguales o mayores que una distancia máxima determinada; entonces, para este caso, se tiene que:

$$d_4 = d_1 + d_2 + d_3.$$

Y de acuerdo con la ecuación general se tendrá:

$$PU(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU(d_2 - AL + d_4 - AL)$$

substituyendo:

$$PU(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU[d_2 - AL + (d_1 + d_2 + d_3) - AL]$$

$$d_1 + d_3 = d_2 + d_1 + d_2 + d_3$$

$$0 = 2d_2$$

Resultado que indica que el área del movimiento limitado por la abertura d_2 se consideraría dos veces; para evitar esta duplicidad de pago, la compensadora auxiliar económica debe colocarse pasando tangente a los máximos o a los mínimos del diagrama, según sea el sentido del movimiento. Este ejemplo está indicado con la compensadora **PQ**,

Refiriéndose nuevamente a la **figura 10.19** y considerando que la compensadora auxiliar económica es la **BB'**, quedará la porción del diagrama **ijklm** sin proyecto de movimiento, por lo que requiere también de un compensadora auxiliar. Esta compensadora **RS** pasará por el máximo **k** si las aberturas d_3 , d_z y d_m son de la misma especie, o bien, podrá ser una como **HI**, si aquellas aberturas son de movimientos cuyos precios unitarios sean diferentes.

CURSO DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO CON CLAROS MENORES A 30 M.

OBJETIVO GENERAL DEL CURSO

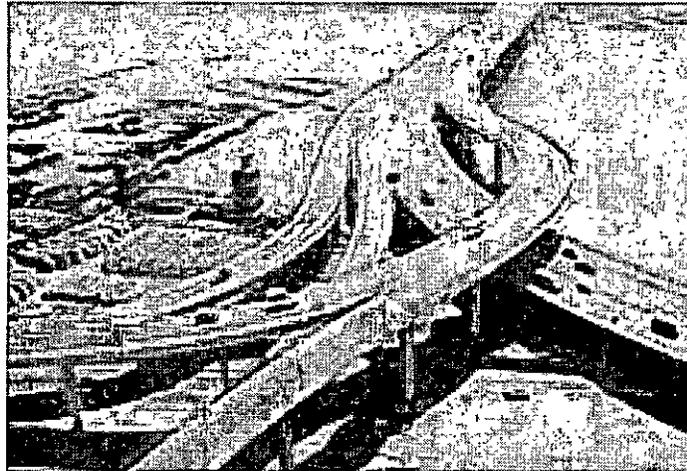
Preparar a profesionistas en el área de Ingeniería Civil por medio de conocimientos de alto nivel sobre puentes y adiestrar en el tratamiento práctico de estas obras en México, dentro de un marco de trabajo interdisciplinario y con una metodología científica.

1. ESTUDIOS PREVIOS PARA EL PROYECTO DE PUENTES 1.5hrs

Objetivo: Conocer los aspectos generales de los estudios previos que deben analizarse y tomarse en cuenta al proyectar puentes.

1.1 Topográficos. Se indican los aspectos esenciales en lo relativo a los estudios topográficos en el proceso de elaboración de un proyecto de puente.

1.2 Geotécnicos. Se indican los aspectos esenciales en lo relativo a los estudios geotécnicos en el proceso de elaboración de un proyecto de puente.



1. ESTUDIOS PREVIOS

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

TRABAJO DE CAMPO

TRABAJOS DE GABINETE

TRABAJO DE CAMPO

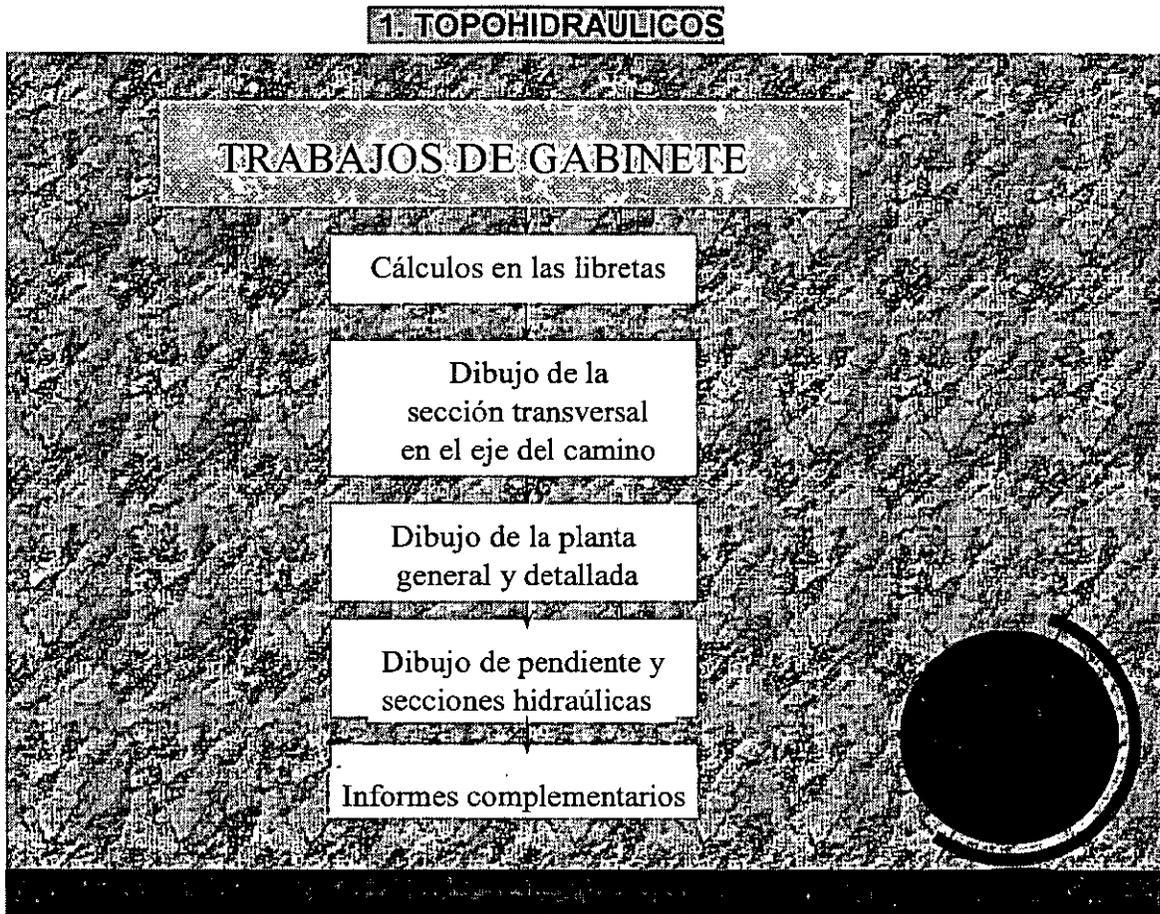
Retrazo o Trazo
del eje de camino

Nivelación

Poligonal de Apoyo

Trazo y Nivelación de la
pendiente del fondo

1.1 Topográficos

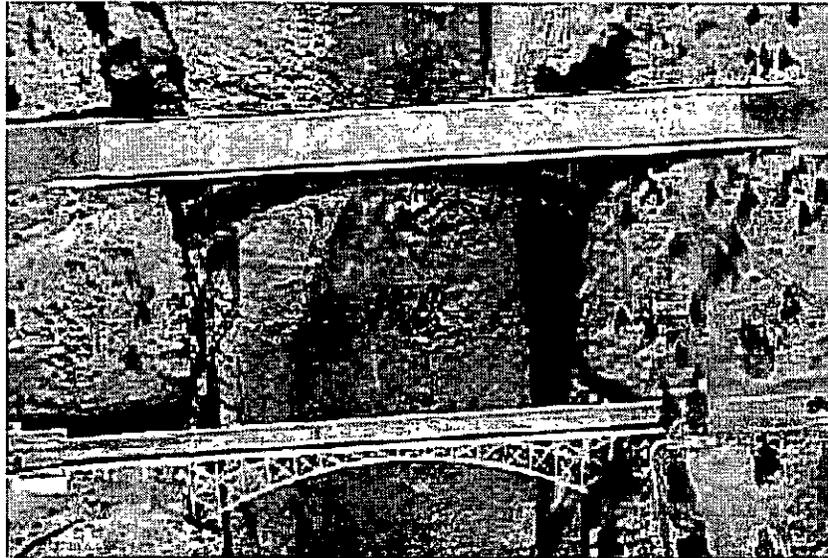


La importancia de obtener toda la información posible del lugar en donde se piensa construir un puente, se debe a que no siempre los datos que nos pueden proporcionar tanto las cartas topográficas como las geológicas, nos satisfacen para la elaboración de un buen anteproyecto.

Es importante tener todos los datos posibles de las condiciones del lugar, hacer consideraciones preliminares, y verificar en primera instancia todo lo que puede implicar la construcción de cierta infraestructura en ese sitio, así como el impacto ambiental que esta genere.

Los estudios preliminares, que son directamente los que nos proporcionarán la información preliminar ó de primera instancia constituyen la base para el buen desarrollo de un anteproyecto de puentes, y en lo sucesivo el proyecto dependerá de su precisión y exactitud. Nos permitirán hacer una predicción de los problemas que se puedan presentar durante su construcción, los cuales serían eliminados o descartados al tomarlos en cuenta y mantenerlos en los archivos, con la finalidad de tener una apropiada operación durante su vida de servicio.

Hay ocasiones, por ejemplo, en que ya existe, en nuestro caso, algún puente cercano, el cual nos puede servir de parámetro para la construcción de nuestro nuevo puente.



La estructura de un puente constituye una obra fundamental de las vías de comunicación, cuyo buen funcionamiento depende el propio de la ruta. Si los puentes se comportan de manera inadecuada o llegan a fallar, el tránsito sufrirá interrupciones que pueden ocasionar pérdidas económicas de cientos de miles de millones de pesos, sobre todo, en las modernas autopistas y vías férreas, que resultarían inoperantes para mover los grandes volúmenes de carga nacional e internacional si se demora la entrega del producto transportado.

Por esta razón, cabe resaltar, la importancia de las estructuras de un puente y el cuidado que deben de tener los ingenieros responsables de su estudio, proyecto, construcción y conservación, para que la obra cumpla con los requerimientos de operación de la vía terrestre. De ahí la importancia que tienen los estudios previos, los cuales constituyen las bases para el buen comportamiento del puente y de su correcta realización dependerá el éxito del proyecto, y se evitarán problemas imprevistos a la construcción, lo que redundará en una adecuada operación durante su vida útil.

Con esto, nos damos cuenta de la importancia real que tienen los conocimientos preliminares de la zona en donde se va a llevar a cabo la construcción del puente, ya que a partir de aquí se tomaran decisiones sobre la manera de llevar a cabo los estudios preliminares, cuales son lo que serán de mayor peso, y de cuales de estos se requiere el mayor cuidado y atención para que los resultados sean lo mas precisos posible.

Son una serie de trabajos que pueden dividirse en trabajo de campo y trabajos de gabinete. Se realizan con el objetivo de conocer la sección transversal, longitudinal y la planta general de la zona del cruce, elementos que serán útiles principalmente para el estudio del funcionamiento hidráulico del río, y para el proyecto del puente. Paralelamente a los estudios topográficos se realizan algunas observaciones de tipo general que servirán para el mismo proyecto, y que se incluirán en los informes complementarios.

TRABAJO DE CAMPO

a) Retrazo o trazo del eje de camino:

Consiste en identificar o localizar las referencias del trazo original del camino, y establecer unas señales que permitan localizar el eje del camino en la zona del cruce, sin ninguna dificultad.

b) Nivelación:

Una vez localizado el trazo del camino se procede a la nivelación de éste en la zona del cruce, lo que permitirá conocer el perfil de construcción. La distancia por nivelar hacia delante y hacia atrás del centro del cruce sobre el eje del camino, dependerá de la magnitud del puente y de las características topográficas a ambos lados del mismo; la nivelación se hace a partir de algún banco de nivel establecido previamente por la brigada de localización; también se ubican en la zona del cruce los bancos de nivel que sean necesarios para los siguientes trabajos topográficos.



c) Poligonal de apoyo, trazo y nivelación:

Para obtener la configuración topográfica en la zona del cruce, se requiere una poligonal de apoyo que generalmente es abierta, y de preferencia se ubica normal al cruce, a continuación se trazan sobre la poligonal de apoyo se trazan líneas auxiliares que abarquen toda la zona requerida, y se nivelan.

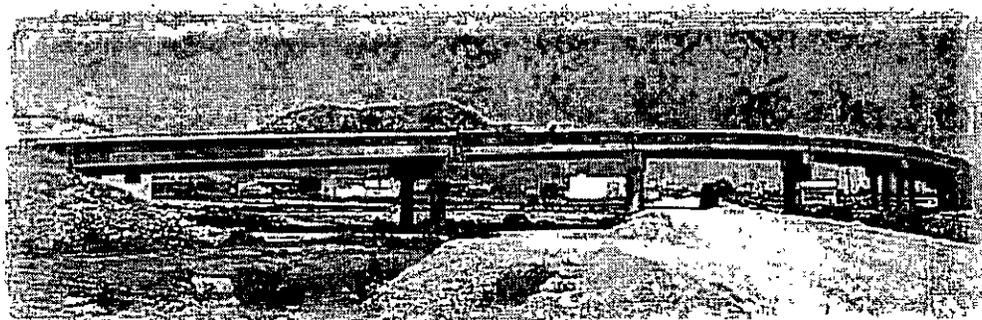
Cuando por causas especiales se requiere de más detalle se utiliza una poligonal cerrada, con lo que se realiza un levantamiento más confiable y con posibilidad de detectar errores.

d) Trazo y nivelación de la pendiente del fondo:

El conocimiento de la forma y pendiente del fondo del cauce en la zona del cruce, tiene aplicación en los estudios hidráulicos correspondientes. Cuando se tienen ríos o arroyos muy caudalosos no es posible levantar la pendiente geométrica directamente en el cauce, por lo que se procede a levantarla en las márgenes del río o del arroyo. Junto con el levantamiento de la pendiente geométrica, se recopila información que pueda conducir a determinar la pendiente hidráulica, tal como huellas de arrastre, información oral respecto a niveles, perfil del agua en avenidas, etc.

e) Observación de secciones hidráulicas auxiliares

Con objetito de conocer, en forma lo más real posible, el funcionamiento hidráulico del río o arroyo en estudio se procede a localizar, además de la sección hidráulica en el cruce, las secciones hidráulicas auxiliares. Dichas secciones se ubican aguas arriba y aguas abajo de la zona del cruce, donde se considere necesario; generalmente conviene tomarlas en tramos del río que tengan alineamiento sensiblemente recto, sección constante, y que el fondo carezca de rápidos o resaltos en dicho tramo.



TRABAJOS DE GABINETE

a) Cálculo en las libretas.

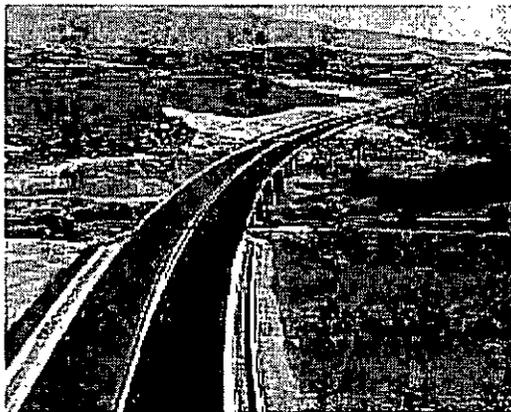
Consiste en calcular, a partir de los datos anotados en campo, las cotas: del perfil del eje del camino, del eje de la poligonal de apoyo, de la pendiente del cauce, de

las secciones hidráulicas y de los monumentos de concreto, refiriendo estos al banco de arranque.

b) Dibujo de la sección transversal en el eje del camino.

Es la representación del terreno sobre el trazo del eje del camino. En este dibujo se indican datos de curvas horizontales y verticales, puntos clave del trazo, rumbo astronómico calculado, longitud de tangentes, bancos auxiliares monumentos de concreto, datos de estaciones cerradas, así como la elevación de los niveles del agua en el cauce (nivel de agua mínimo, nivel de aguas ordinario, y nivel máximo extraordinario asociado a un periodo de retorno).

Con el propósito de conocer con exactitud la selección del cruce, se realiza un perfil detallado que se construye a diferencia del anterior, a una escala mayor y sin deformar, es decir, con la misma escala horizontal y vertical. En este plano se ubica la localización de los sondeos, y sirve de base para el proyecto del puente.

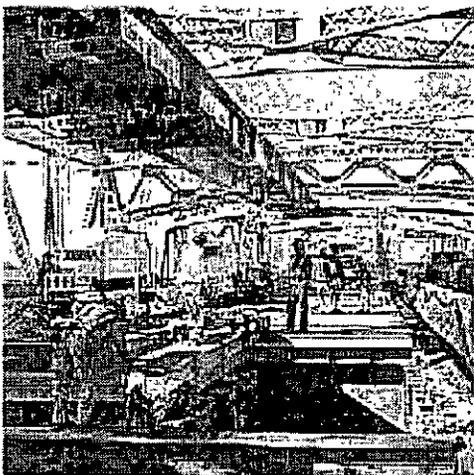


c) Dibujo de la planta general y detallada.

Planta general. Es resultado del levantamiento elaborado en el campo con ayuda de la poligonal de apoyo. En la planta general se dibujan las curvas de nivel, cada metro, identificando claramente el trazo con cadenamamiento a cada 20 m con los puntos principales; también se anotan las referencias necesarias, como los monumentos de concreto, etc; se indica además el rumbo astronómico y su relación con el rumbo magnético (ángulo que forman), la dirección del flujo y destinos del camino en estudio.

En caso de que el puente quede en curva se anotan todos datos referentes a ésta. Cuando el puente quede esviado, se incluyen el ángulo y las condiciones correspondientes.

Planta detallada generalmente, la escala que se utiliza en esta planta es de 1:500. Se realiza para conocer con exactitud la zona del cruce; las curvas de nivel se localizan cada medio metro, generalmente a una escala de 1:200, con se aprecia con mayor detalle la zona del cruce y el trazo en dicho lugar; igual que en la planta general, se incluyen datos y curvas tangentes, así como bancos de nivel.



Estos planos tienen, entre otras cosas, juzgar ciertos aspectos del funcionamiento hidráulico del río en avenidas, como son: parte más efectiva del cauce, dirección general de la corriente, zonas de simple inundación (por las que escurre sólo una parte mínima del gasto); si alguna margen está expuesta más o menos a ser erosionada, etc.

d) Dibujo de pendientes y secciones hidráulicas.

Se traza un perfil del fondo del arroyo, en el cual aparecen cedenamientos a partir del cruce (estación +000) hacia aguas abajo; indicándose con ejes las secciones auxiliares.

En el mismo dibujo del perfil se incluye el perfil medio de la superficie del agua en crecientes máximas extraordinarias (pendiente hidráulica), asociada a un cierto período de retorno, así como el perfil medio del fondo del río (pendiente geométrica).

Con los datos obtenidos del campo se dibujan secciones hidráulicas, divididas en tramos (generalmente separados en cauce principal) y tramos de diferente rugosidad; y además se incluye el NAME asociado a un cierto período de retorno para cada sección.

e) Informes complementarios.

Su propósito es servir de ayuda para elaborar el anteproyecto del puente. Estos informes son:

e.1) Informe general.

e.2) Informe para proyecto de puentes.

e.3) Informe fotográfico.

e.1) Informe general.

En este informe se hace una descripción del río o arroyo en estudio, indicando el recorrido desde su nacimiento, qué arroyos se le unen, si son de importancia, etc. Se menciona también la existencia de obras hidráulicas que puedan regular la corriente, algunos datos de escurrimiento y precipitación, períodos ciclónicos, duración y temporadas de estiaje, así como una descripción del cauce.



e.2) Informe para proyecto del puente.

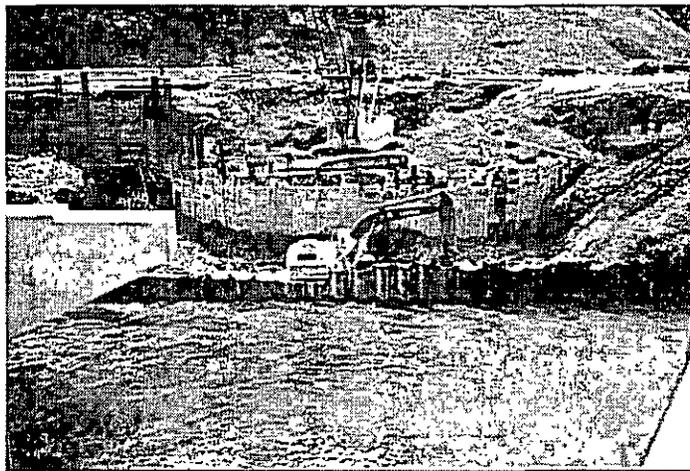
Está formado por los siguientes datos:

- De localización.
- Hidráulicos.
- Hidrológicos.
- De cimentación.
- De construcción.
- De tránsito.

Datos de localización. Se incluyen tramo, camino, kilometraje, origen, esviamiento, descripción y elevación del banco de nivel, y observaciones de quien realiza el informe.

Datos hidráulicos. Se mencionan las elevaciones de los niveles de agua máximos, ordinarios y mínimos, así como las pendientes medias del fondo y de la superficie del agua; velocidad del agua; materiales de arrastre; frecuencia y duración de crecientes; cauce estable o divagante; existencia de absorción de socavación o depósito; posibles canalizaciones y posible afectación de propiedades vecinas; también la longitud del claro y espacio vertical libre necesario para permitir el paso de cuerpos flotantes, y si existen puentes cercanos; su funcionamiento general, y fecha de construcción.

Datos hidrológicos. Corresponden a características de la cuenca, tales como área, pendiente, geología, permeabilidad media, etc. Se incluye información respecto a la pendiente media del cauce, distribución de la vegetación, región hidrológica a la que pertenece la cuenca, e información respecto a la existencia de estaciones hidrométricas cercanas.



Datos de cimentación. Se hace referencia a las características generales de los materiales que forman el fondo y los márgenes del cauce, así como la cantidad del agua en excavaciones, y métodos empleados en sondeos.

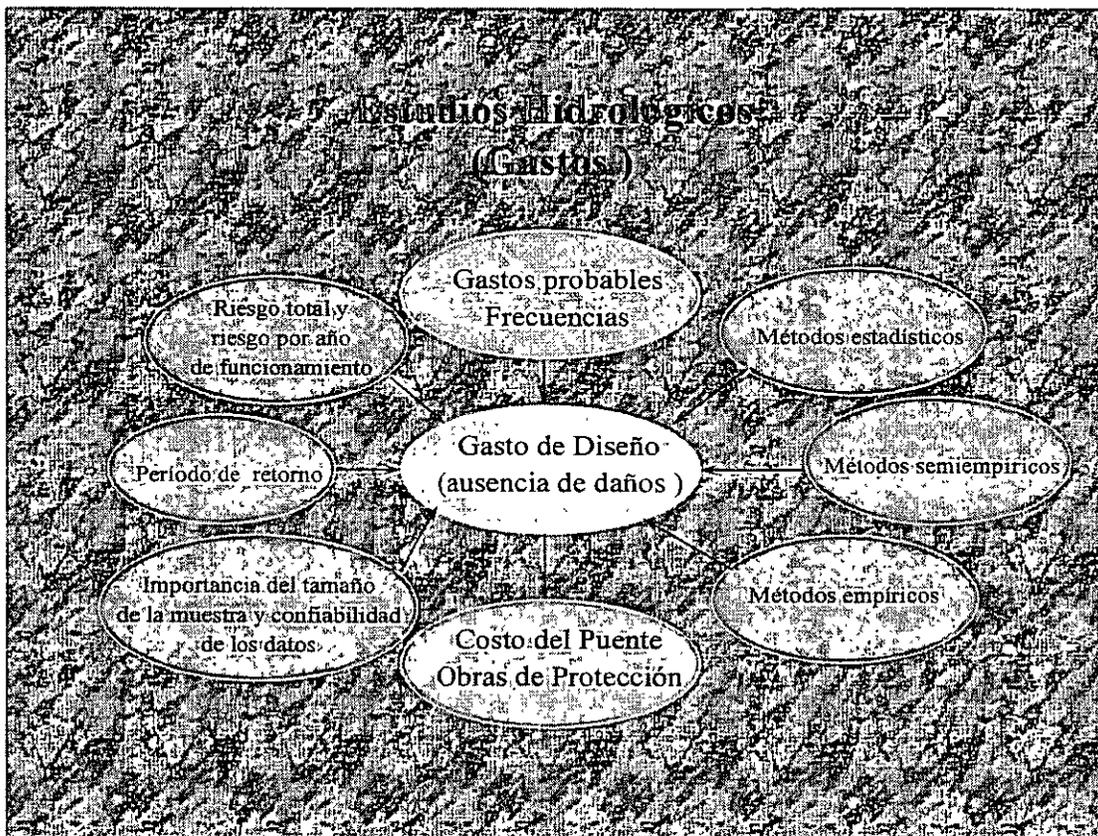
Datos de construcción. Dan a conocer el precio, calidad, lugar de abastecimiento, distancia y condiciones de

acarreo de los materiales de construcción.

Datos de tránsito. Se menciona el ancho propuesto para la calzada del puente, tipos de vehículos y si se requieren banquetas para peatones.

e.3) Informe fotográfico.

Consiste en una serie de fotografías de la zona del cruce y de las secciones hidráulicas auxiliares, que pueden servir de orientación al ingeniero proyectista al elegir los coeficientes de rugosidad para calcular de la velocidad del agua en las crecientes. Está formado por fotografías del cruce visto desde la margen izquierda y desde la margen derecha, panorámicas del cruce, visto desde la margen izquierda y derecha, panorámicas del cruce, visto aguas arriba y aguas abajo, y de panorámicas de las secciones hidráulicas auxiliares



ESTUDIOS HIDROLOGICOS

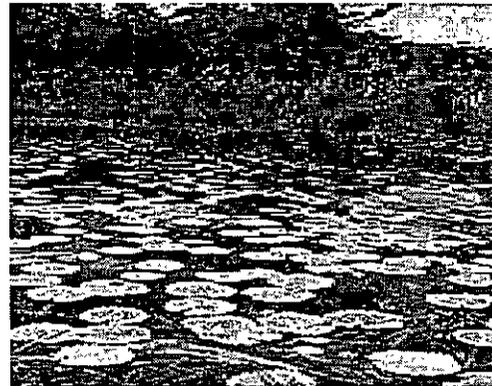
El estudio hidrológico para un puente tiene como finalidad conocer probables gastos que tendrán lugar en el cruce, su frecuencia, y específicamente determina del gasto de diseño, es decir, el gasto para el cual deberá garantizarse la ausencia de daños en el cruce, y las zonas de influencia aguas abajo y arriba.

Determinar el gasto de diseño tiene efectos directos en el costo del puente y en el de obras de protección, ya que para cada gasto se requerirá una estructura que proporcione características de elevación, longitud y resistencias adecuadas al gasto, así como obras de protección a la socavación, etc., acordes con los efectos que produzcan su paso.

Un gasto de diseño muy grande tendrá menos riesgos de falla; un gasto bajo implicará menores costos iniciales, pero un riesgo mayor a ser afectado por gastos más grandes, con los consecuentes costos de reparación y los derivados de la suspensión de la vialidad, y hasta quizá su reconstrucción. La alternativa de diseño para el peor evento por ocurrir es generalmente tan costosa, que se puede justificar sólo cuando las consecuencias de una falla son especialmente graves.

Dado que la planeación y el diseño se refieren a sucesos futuros no previsible tanto en recurrencia como en magnitud debe recurrirse al estudio de la probabilidad o frecuencia con la cual un determinado caudal o volumen de flujo, puede ser igualado o excedido.

De acuerdo con lo anterior, el ingeniero proyectista deberá determinar el riesgo que está dispuesto a correr si el gasto calculado y el diseño elegido, se exceden durante el tiempo en que el puente este en servicio; para el cual convendría buscar la relación entre riesgo y costo mas conveniente a las características del caso particular que se maneje:



ESTUDIOS HIDRAULICOS

Los estudios hidráulicos del río en la zona del cruce son muy importantes porque proporcionan los factores que influyen en las características del puente por proyectar. En general la altura y la longitud de un puente dependen del área hidráulica, tirante, etc., para permitir el paso de una avenida en el río. De estos estudios se deriva el diseño hidráulico que determina las dimensiones del puente para permitir el paso de los volúmenes de agua aportados por las lluvias, o como producto de la infiltración en el subsuelo, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de las aguas.



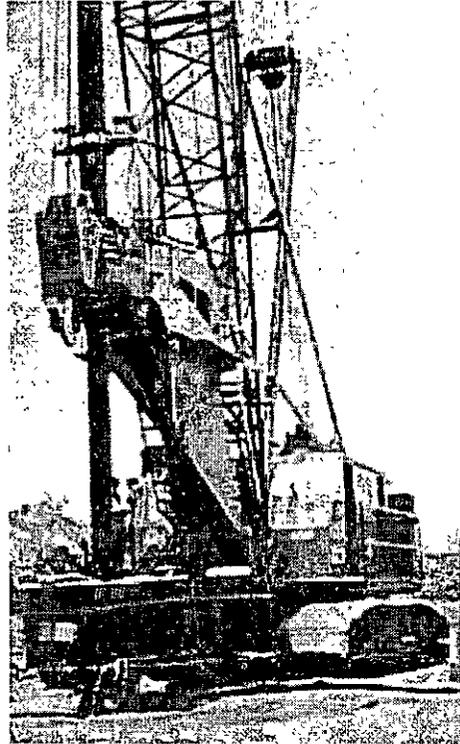
1.2 Geotécnicos

Tienen como finalidad proporcionar al ingeniero proyectista el conocimiento de las características y posible comportamiento del suelo, ante las solicitaciones a que estará sujeto durante la construcción y funcionamiento de una obra.

En el caso de puentes, se requiere dar respuestas a interrogantes como pueden ser, por una parte, la capacidad de carga y la magnitud de los asentamientos correspondientes a cada uno tipo de cimentación propuestas y, por otra, la socavación que ocasiona la avenida de diseño, lo que es necesario para determinar el nivel de desplante de los apoyos.

Para dilucidar las cuestiones planteadas, se necesita como primer paso, conocer las propiedades significativas del suelo, de ahí la necesidad de una serie de exploraciones, muestreos y pruebas de laboratorio. Posteriormente se requiere contar con el auxilio de las teorías para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y socavación con el fin de estimar éstos en el suelo en estudio. Cabe mencionar que estas teorías consideran suelos ideales y que como excepción y no como regla, se presentan casos en que el suelo se aproxima a la idealización, dando posibilidad a realizar cálculos bajo bases matemáticas.

En todas las otras instancias, la investigación del suelo sólo informa al ingeniero proyectista respecto de las características generales de los materiales subyacentes, y de la posición de fuentes potenciales de peligro, por lo que su experiencia, criterio y capacidad para detectar y estimar los efectos de dichas fuentes, serán la base de un diseño racional y satisfactorio de la cimentación de la obra.



ESTUDIOS DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO.

La ingeniería de tránsito, es la que se encarga de realizar todos los estudios referentes al tránsito transversal (vehicular) de los caminos y carreteras, y toma en cuenta le tipo de vehiculos que circularán por esta vía; para el diseño y cálculo de los puentes es un factor primordial, ya que de esto dependerá el cálculo estructural, y por lo tanto, la funcionalidad y seguridad de este.

Como el camino debe de brindar el servicio al vehículo, se deben de conocer sus características, por otro lado, el volumen o número de vehículos que transitan por el camino o que transitarán por este inicialmente debe de compararse o estudiarse también a futuro. Para esto, debe de analizarse la disposición de los ejes o llantas, las cargas de los vehículos, el tránsito del carril de diseño, etc.

Aunque este estudio debe corresponde más a al estudio de la carretera en un principio, no esta de más hacer una revisión, así que esta información puede ser proporcionada por el departamento que se halla encargado del estudio del camino.

Por lo tanto, en la ingeniería de tránsito recae la responsabilidad de decidir la necesidad de construir ó no un camino. Para esto se ayudará de varios estudios, análisis y cálculos, que finalmente respaldarán y sustentarán la proyección de una nueva carretera, o bien la ampliación de un camino ya existente.

DEMANDA DE LAS VÍAS DE COMUNICACIÓN.

La demanda de las vías terrestres se origina por los resultados de aforo realizados en los caminos o carreteras ya existentes. Los aforos se realizan para determinar la composición y el volumen de tránsito en un sistema de carreteras, para evaluar índices de accidentes, para determinar el número de vehículos que viajan en cierta zona ó a través de ella, para clasificar estrangulamientos puntuales en el sistema y para determinar el nivel de servicio de la misma, por medio de estudios de origen y destino de los flujos de carga y pasajeros, de tiempo de recorrido y de capacidad vial, que permiten evaluar la planeación de rutas y determinación de proyectos geométricos que sirven como base en la clasificación de caminos, así como proyectar sistemas de control de tránsito, con la finalidad de elaborar programas de conservación que establezcan prioridades de construcción, y finalmente determinar el tránsito a futuro.

Los estudios de aforo deben de realizarse para cualquier tipo de camino que piense proyectarse, sin importar la situación de tránsito. Estos estudios cuentan con métodos diversos los cuales se adaptarán dependiendo de los análisis que se necesiten.

Los problemas de tránsito pueden ser resueltos por medio de los datos y análisis ordenados obtenidos y con la aplicación uniforme de dispositivos que prevengan, guíen y controlen al usuario por medio de la ingeniería de tránsito.

Los **análisis de volúmenes de tránsito y el número de accidentes**, se desarrollan con la finalidad de obtener y conocer el número de vehículos que pasan por un punto dado, estos estudios varían desde los muy amplios en un sistema de caminos, hasta recuentos en lugares específicos, tales como puentes, túneles o intersecciones.

En cuanto a los volúmenes de tránsito, se necesita estudiar los diferentes tramos de una carretera y como fuentes de los datos obtenidos son los estudios de **origen y destino**, cuyo objetivo primordial es conocer el movimiento de tránsito en cuanto a los puntos de partida y de término de los viajes, adicionalmente se obtienen datos del comportamiento del tránsito en cuanto a su magnitud y composición. De la misma manera se obtienen informes de cada viaje, la ubicación del origen y destino, tiempo de viaje, uso de la tierra en el origen y destino, datos sobre las características socioeconómicas del viajero y de su familia.

En estos estudios se registran las rutas de los diferentes tipos de vehículos y los productos o pasajeros que transportan por cada sentido, la mayoría de los estudios de origen y destino, empiezan con la delimitación de una zona específica para resumir los puntos de origen y destino del tránsito dentro de las áreas razonablemente pequeñas ya que el tamaño de la zona estará gobernado por el tamaño del área, densidad de población y propósito de estudio.

Es muy común que se utilicen las barreras naturales, tales como ríos, vías de ferrocarril, terrenos montañosos y otros obstáculos que impidan el movimiento libre y que presenten obstáculos al tránsito, para líneas divisorias en los análisis de volúmenes de tránsito.

El estudio es utilizado principalmente con propósito de planeación, particularmente en la localización, diseño y programación de caminos nuevos y transporte público.

Por otro lado, para poder evaluar el número de accidentes en un tramo, es importante identificar primero los lugares donde se presentan con mayor frecuencia; las causas principales de los accidentes se pueden originar por el pavimento resbaloso, nieve o niebla, conducir en estado de ebriedad, fallas en los frenos, exceso de velocidad, o bien, un inadecuado control de tránsito.

El análisis consiste en estudiar las causas que ocasionan los accidentes, siendo el propósito del estudio utilizar técnicas de la ingeniería, para la prevención de los mismos.

Se deben hacer también un conjunto de estudios denominados: **estudios de tiempo de recorrido**.

Estos se clasifican en dos formas, por el método de las placas, cuya función es determinar la velocidad promedio sobre toda la ruta, cuando la corriente de tránsito no incluya a gran número de vehículos que salgan del camino; y el otro método es el de vehículos de prueba, es aquel en el cual la ubicación y duración de cada demora, puede ser registrada y cronometrada.

Estos estudios de tiempo de recorrido cubren tramos largos y normalmente las variables determinadas, son la velocidad promedio y sus desviaciones. Los resultados pueden ser usados para distribución del tránsito o programas de mejoramiento.

Existe un pequeño estudio, pero que no es de menor importancia, este estudio es el de **capacidad vial**, el cual es esencial para un diseño lógico, económico y funcional de nuevas obras.

La capacidad es una medida de la efectividad de varias obras para servir al tránsito, es decir, es el número máximo de vehículos por unidad de tiempo que pueden ser manejados por un componente particular de un camino bajo las condiciones prevalecientes.

La capacidad de un camino se afecta por causas tanto internas como externas; las influencias externas son físicas, tales como, la anchura del carril, la distancia libre lateral, la anchura de los acotamientos, etc.; mientras que por otro lado, las internas se deben a variaciones en la demanda, composición del tránsito, porcentajes de entrecruzamiento o vueltas, etc.

Es necesario considerar que cualquier obra tiene su capacidad posible máxima; el máximo número de vehículos por hora que pueden ser alojados dentro de la que razonablemente puede esperarse, antes de que el nivel de servicio sea considerado inaceptable.

ASPECTOS IMPORTANTES DE LA INGENIERÍA DE TRÁNSITO.

Con la finalidad de que el camino brinde el mejor servicio al vehículo, se deben de conocer todas las características, como el volumen o número de vehículos que transitarán actualmente y a futuro, la disposición de los ejes o llantas, las cargas de los vehículos, el tránsito en el carril de diseño etc.

CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO.

- TRÁNSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL (T.D.P.A)

Corresponde al número de vehículos que transitan por un camino en los dos sentidos, durante un año y entre los 365 días del año. Para determinar el tránsito de un camino por construir, es necesario hacer un conteo de los vehículos que actualmente hacen el viaje por el camino existente, a esta ocupación es la que se le denomina obtención del "**Aforo**".

- TRÁNSITO INDUCIDO.

Es aquel que ya tiene un itinerario fijo bien establecido, pero que al construir otro camino que sea más factible, más rápido, más cómodo y seguro, lo modifica o bien lo sustituye por el nuevo camino.

- TRÁNSITO GENERADO.

Es aquel que se crea debido al crecimiento o desarrollo de la región por donde pasa el camino, se puede estimar determinando el área potencialmente productiva y calculando el número de camiones necesarios para extraer la producción agrícola ganadera e industrial. Este es complementado con estudios de origen y destino.

TRÁNSITO EN EL CARRIL DE DISEÑO.

El tránsito en el carril de diseño, depende del número de carriles con que cuenta el camino. En caminos de dos carriles, se emplea del 60 al 65% del T.D.P.A; en caminos de cuatro carriles el 50%; y en caminos de seis carriles el 40% del T.D.P.A.

La composición del tránsito en el carril de diseño varía de acuerdo al tipo de vehículos y a las cargas a las que el camino se verá forzado a soportar.

Al menos deberán existir tres categorías de vehículos, los ligeros de menos de tres toneladas, los autobuses, y los camiones pesados de más de tres toneladas.

2. METODOLOGIA PARA LA ELECCION DEL TIPO DE UN PUENTE.

1.5hrs

Objetivo: Conocer los aspectos relevantes en la elección más conveniente del cruce en un río o obstáculo que genera la necesidad de elaborar un puente.

- 2.1 Intervención del proyecto geométrico. Se definen los aspectos relevantes por considerar en las carreteras que intervienen en la selección del tipo de puente.
- 2.2 Clasificación de los tipos de puentes. Se identifican los factores principales que componen los diferentes tipos de puentes más comunes en México.
- 2.3 Nomenclatura de las partes que constituyen un puente.
- 2.4 Proyectos tipo. Adaptación de los proyectos tipo en el diseño de un cruce determinado.

METODOLOGIA PARA LA ELECCION DEL TIPO DE PUENTE

2.1 Intervención del proyecto geométrico.

La ELECCIÓN DEL CRUCE, es uno de los aspectos más importantes que deben de cuidarse en los proyectos de puentes, ya que de ella dependerán tanto el buen funcionamiento de la estructura como la economía en su construcción, así como el tipo de puente más apropiado, la elección del cruce requiere un estudio detallado, en el que este pensado la mejor ubicación para la subestructura además de tomar en cuenta los problemas que pudiera ocasionar el comportamiento del cauce; para el caso de un paso superior de igual manera debe de buscarse el mejor sitio para realizar el cruce de los caminos.

Se debe de tomar en cuenta que una vía de comunicación no sólo nos exige una adecuada planeación económica y la selección de la ruta y materiales de construcción más convenientes, sino que también requiere de un diseño

racional de sus obras de drenaje que permitan desalojar en cualquier momento y en forma eficiente los volúmenes de escurrimiento aportados por las lluvias en cualquier tramo de la carretera, así como permitir el paso de los cauces de drenaje natural sin obstruir considerablemente el escurrimiento.

El agua de lluvia que se precipita sobre la carretera y las laderas adyacentes debe recogerse y eliminarse sin provocar inundaciones o destrucciones a las mismas. Esto se evita en la carretera construyéndola con una pendiente transversal que permita el drenaje a los lados del pavimento; el agua colectada debe eliminarse sobre los taludes si no se ocasionan problemas de erosión y en caso contrario deberá conducirse en la dirección del camino dentro de cunetas o mediante bordillos para posteriormente eliminarse. Cuando la carretera tiene cortes permeables la eliminación de los escurrimientos puede exigir el empleo de drenes de zanja, de tubo ranurado, que permitan desaguar las infiltraciones producidas desde los taludes.

Por lo tanto, "al efectuar el trazo preliminar de una ruta, deberá seleccionarse cuidadosamente el sitio del cruce de las corrientes fluviales, con objeto de reducir al mínimo los costos de construcción, conservación y en su caso de reposición de los puentes", esta es una recomendación que nos hacen en las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la S.C.T.

Estas recomendaciones son lógicamente lo que buscamos al proyectar un puente, y que no-sólo debemos de tomar en cuenta los costos de construcción, sino que se sabe de antemano que la estructura requerirá de un mantenimiento, y por lo tanto se debe de prever para facilitararlo y que a su vez el costo sea menor.

Generalmente las carreteras cruzan cauces de drenaje natural a los cuales se les debe permitir el paso sin causar daños a la propiedad aguas arriba y aguas abajo. El paso se efectúa por medio de alcantarillas, vados, puentes vado o puentes.

Los vados son estructuras que se construyen para permitir el paso de los cauces de drenaje natural a través del camino, sin modificar prácticamente la forma de su escurrimiento, efectuándose éste sobre la superficie de rodamiento. Este tipo de estructuras es de construcción recomendable en caminos de baja inversión o cuando se tiene un bajo volumen de tránsito, cauces no definidos, frecuencia baja de escurrimientos o corta duración de éstos.

En el caso de los puentes cuando la corriente que se cruza es importante, es probable que el costo de la estructura sea elevado en comparación con el costo de los accesos, lo cual obliga a buscar el sitio de la corriente en donde el costo del conjunto carretera-puente sea el mínimo.

Para determinar el lugar en que la carretera cruzará el río -en caso de ser un río el que quiera librarse-, es una parte muy importante de un proyecto carretero, como ya se mencionó, de su adecuada elección dependerá el buen funcionamiento del conjunto carretera-puente, tanto en lo relativo al servicio que presta, como al aspecto ingeniería (técnico), del mismo.

Para lograr esto se deberá tomar en cuenta la economía general del camino y un balance adecuado de los problemas de alineamiento, movimiento de tierras, operación de la ruta, funcionamiento hidráulico y geología de la zona.

Así mismo, se deben de estudiar el curso de los meandros, y en caso necesario, se debe rectificar el curso de la corriente mediante obras de encauzamiento u otras medidas que pudieran reducir los problemas de erosión y la posible pérdida de las estructuras.

Es importante considerar que cuando se pretenda construir la cimentación de los puentes transversalmente a un cauce que hemos modificado, se deberá proyectar siempre tomando en cuenta el surgimiento de posibles ensanchamientos o bien la existencia de una mayor profundidad del cauce.

Si bien, existieran grande zonas inundables, debemos considerar la necesidad de construir terraplenes de acceso con escasa altura para facilitar el paso de avenidas extraordinarias sobre la rasante del camino, con la finalidad de evitar que la avenida se lleve la estructura y esta se pierda en su totalidad.

Cabe mencionar también que existen ocasiones en que resulta necesaria la construcción de estructuras de desfogue, con el fin de facilitar el escurrimiento natural de las aguas y reducir los remansos; para estos casos entonces, se tendrá que seleccionar cuidadosamente tanto la ubicación de las estructuras como sus dimensiones, con esto estaremos evitando socavaciones perjudiciales o cambios en el cauce principal del río.

Como podemos darnos cuenta, la ubicación del cruce es un aspecto muy importante, que depende de muchos factores, por lo que es importante tener la mayor información posible del lugar, y principalmente del camino que este proyectado o bien en construcción, ya que esto nos facilitará la elección de la mejor alternativa. Por ejemplo, en el caso en que, los estudios hidrológicos estuviesen terminados, es decir, que ya se contara con datos como el gasto, la velocidad, etc.; estos datos podrían influir en gran medida para la elección del sitio de cruce, por eso es que se hace tanta insistencia en lo importante que es tener todos los datos posibles, y estudios que ya se hallan realizado para poder definir con mayor precisión y seguridad el cruce del camino.

La ubicación del cruce por lo tanto, dependerá principalmente de los siguientes factores, los cuales se enuncian y explican, con el fin de dejar mas clara su importancia, además de mencionar cuales son las partes importantes de cada uno de ellos para tomarse en cuenta al momento de hacer la elección del sitio:

- a) Alineamiento general del camino.
- b) Aspecto hidráulico.
- c) Aspecto topográfico.
- d) Aspecto geológico.

Un puente adecuado es el resultado de una buena elección del cruce.

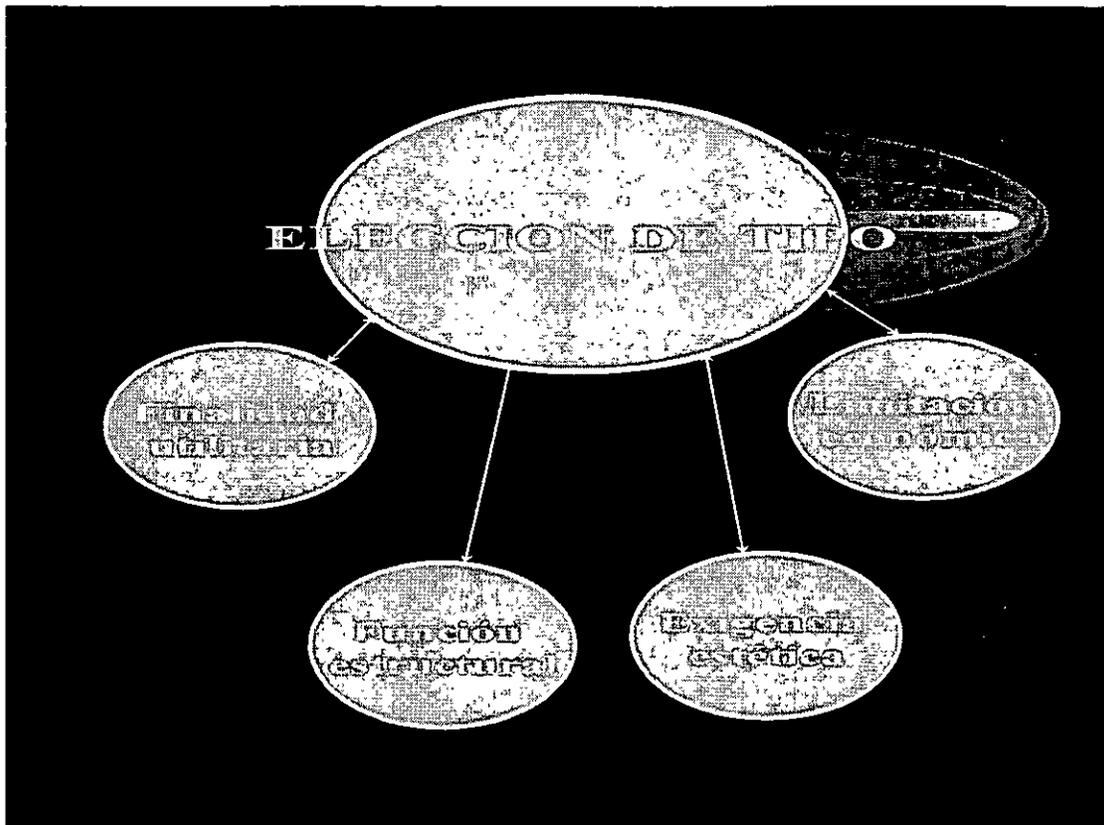
ELECCION DE TIPO

Proceso mediante el cual se define en forma general, el material, el tipo estructural, la forma y dimensiones y el procedimiento de ejecución de una obra.



CARACTERISTICAS BASICAS DE LA ELECCION DE TIPO

- Identificación de las necesidades existentes.
- Acumulación de la información de los estudios de campo.
- Formulación de las alternativas posibles.
- Análisis de estas alternativas: valuación física y económica.
- Selección de alternativa más conveniente.



2.2 Clasificación de los tipos de puentes

Los puentes pueden ser clasificados de acuerdo a diversos criterios. A continuación se nombran algunos de estos criterios, con el fin de poder ubicar el tipo de puentes a los cuales se refiere el presente trabajo. De entre los principales criterios para la clasificación de puentes podemos encontrar:

- ❖ De Acuerdo a el Sistema de su Superestructura.
- ❖ De Acuerdo a su Disposición.
- ❖ De Acuerdo a su Proceso Constructivo.
- ❖ De Acuerdo a sus Materiales.
- ❖ De Acuerdo al Tipo de Vehículos o Cargas Móviles a Recibir.

CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES DE ACUERDO A SU TIPO DE SUPERESTRUCTURA.

De las clasificaciones más representativas para los puentes se encuentra la clasificación dada por es sistema estructural de la superestructura. Esta clasificación es la más aplicada cuando se habla en ingeniería de puentes y por lo mismo es la más conocida. En algunos casos el sistema principal del puente puede estar constituido por una combinación de sistemas estructurales característicos, pero el puente se clasificara de acuerdo al sistema mas representativo de los que compongan el sistema principal.

CLASIFICACIÓN
POR
SUPERESTRUCTURA

- Puentes de Losas.
- Puentes de Vigas.
- Puentes de Armaduras.
- Puentes de Marcos.
- Puentes de Arcos.
- Puentes Atirantados.
- Puentes Colgantes.

Los siete tipos de puentes que se presentan en esta clasificación son la síntesis de todos los que han sido inventados por los ingenieros a lo largo de la historia de la ingeniería y que han dado resultados satisfactorios y que hoy en combinación con los nuevos materiales que se aplican en la construcción de puentes siguen dando muy buenos resultados. Cabe hacer mención de que en el diseño de un puente hay dos variables controlables principales a definir que son forma y materiales.

Puentes de Losas.

En este tipo de puentes el sistema principal es representado por una estructura laminar. De esta clasificación de puentes es el único tipo de puente que no tiene un sistema principal basado en una estructura reticular ya que es su elemento constitutivo es una losa, por lo cual lo convierte en estructura laminar. Los puentes de losas tienen una aplicación un poco reducida ya que estos son utilizados para salvar claros de 9 hasta 30 metros, en este último caso solo cuando la losa es nervurada. Los principales tipos de losa que se utilizan para la construcción de puente de losas son:

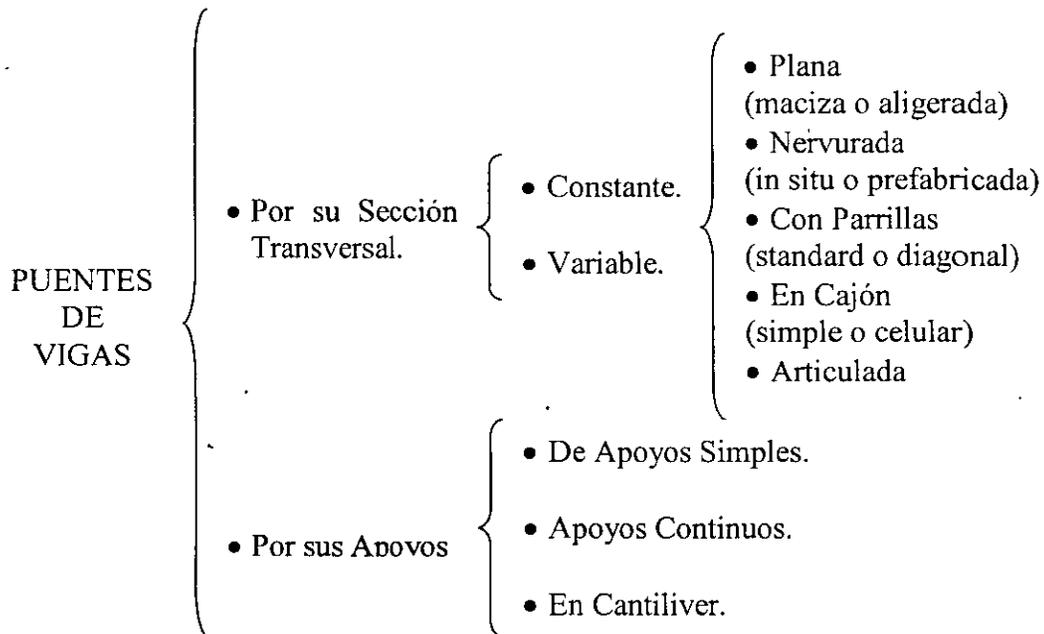
PUENTES
DE
LOSAS

- Losa Plana Maciza.
- Losa Plana Aligerada.
- Losa Nervurada.

Puentes de Vigas.

Este tipo de puentes es el más común de encontrar en las vialidades de una ciudad, más sin embargo es una solución muy aplicada y con buenos resultados en puentes que se encuentran en carreteras y en aeropuertos en donde se presenta la necesidad de un puente.

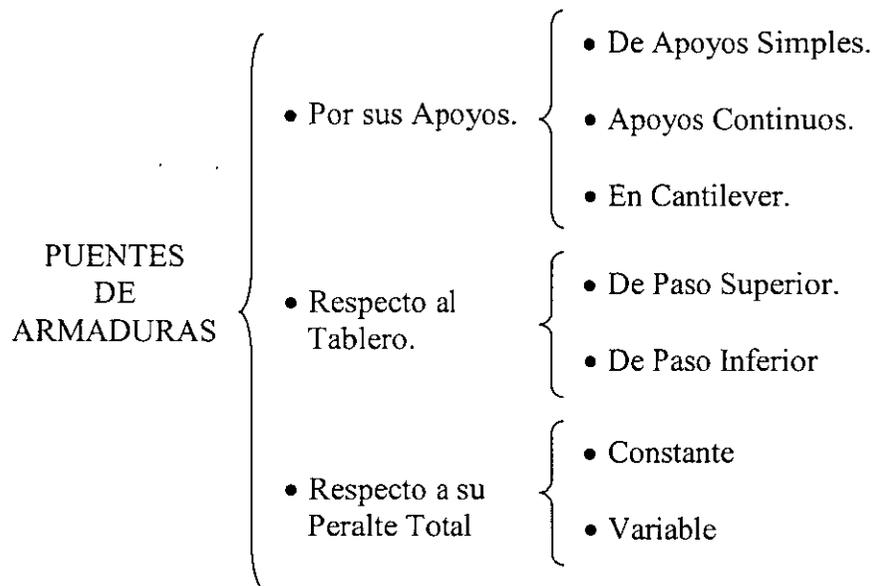
En estos puentes la superficie de rodamiento o tablero y el sistema principal se unen y forman uno sólo para cumplir con los requerimientos estructurales. Los puentes de vigas a su vez pueden clasificarse de acuerdo a diferentes criterios de los cuales el más representativo es de acuerdo a sus secciones.



Puentes de Armaduras.

Este tipo de puentes se aplican principalmente para la construcción de puentes ferroviarios y puentes carreteros, aunque también se han aplicado en vialidades pero con más fines arquitectónicos.

Los tipos de armaduras aplicadas en puentes son muy variados y los materiales con los que hoy en día se construyen son muy diversos. Este sistema estructural debido a su variedad de formas se puede clasificar bajo diferentes criterios, a continuación se hace un breve esquema de los más usados.

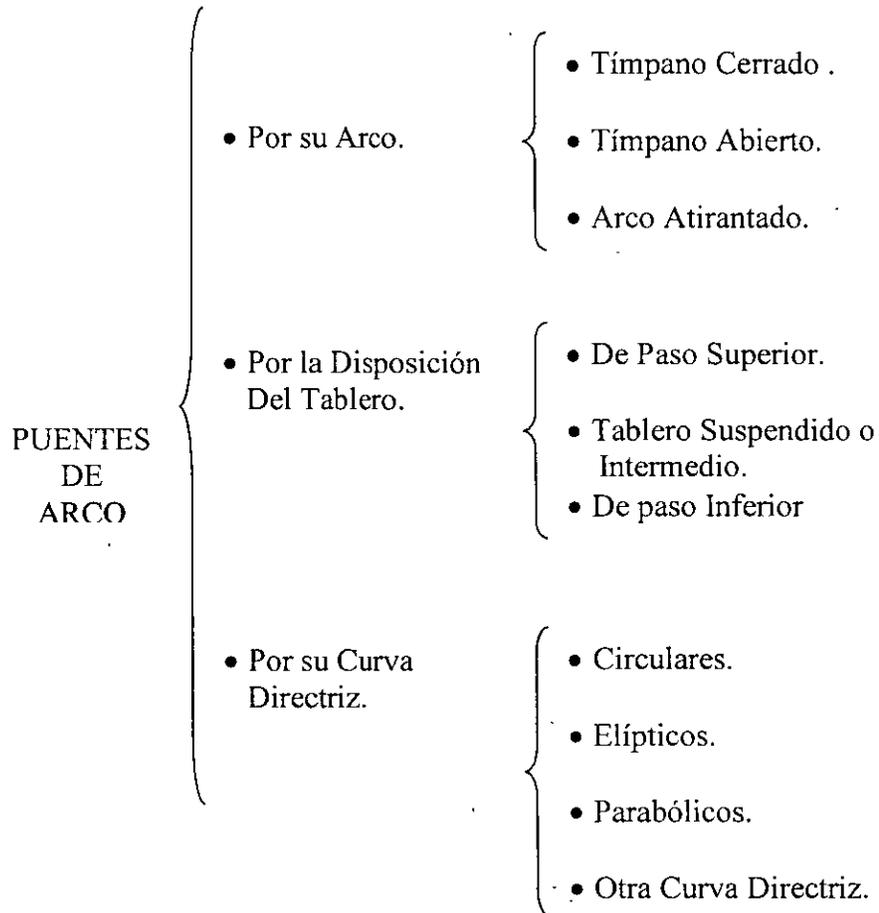


Más adelante se hará una clasificación más precisa de las armaduras como sistemas estructurales y que involucra a las armaduras Tesegrity.

Puentes de Arcos.

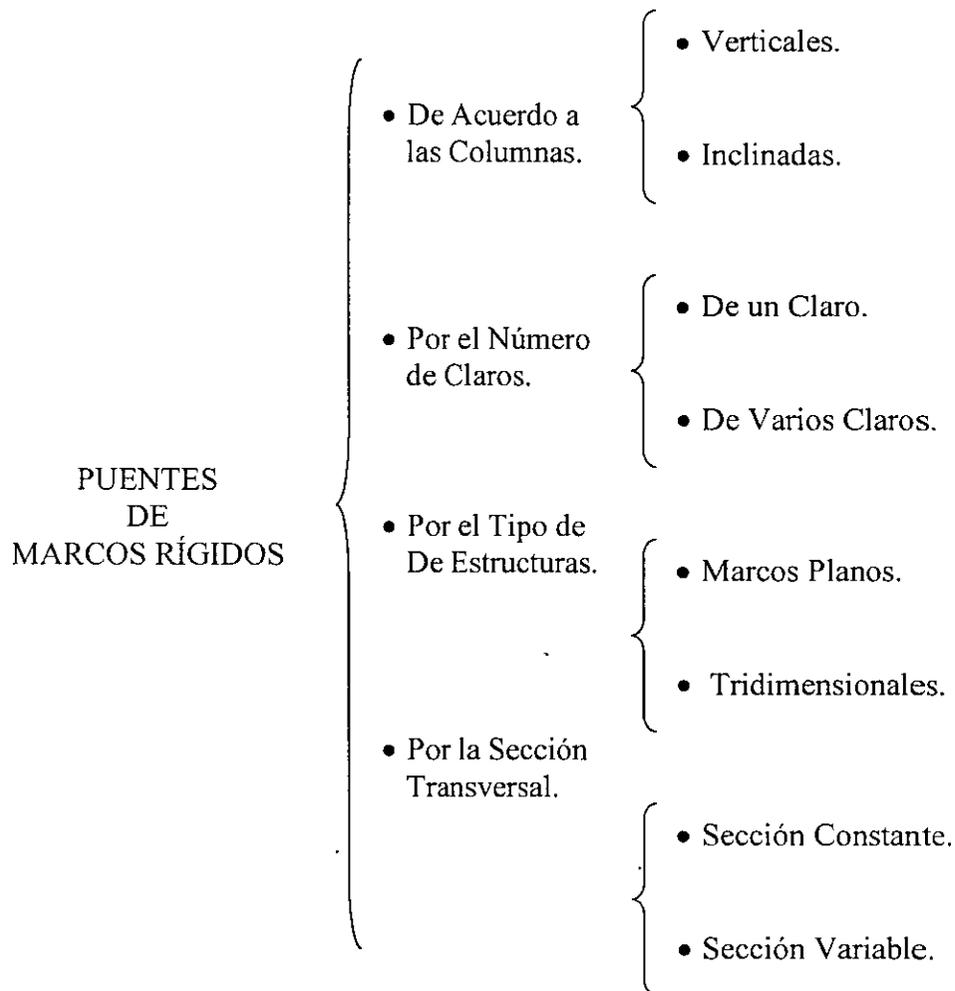
Los puentes de arco son de los más antiguos y hoy en día existen una gran cantidad de variantes en cuanto a sus formas y materiales. Estos puentes se han caracterizado por buscar en su diseño la compresión como esfuerzo principal a lo largo de la estructura principal. Su característica más importante es el empuje horizontal que se ejerce sobre los estribos, los cuales son puntos muy importantes en el diseño de puentes de este tipo.

Este sistema estructural es el que se ha usado en combinación con otros sistemas con muy buenos resultados, tanto estructurales como arquitectónicos. Estos puentes como la mayoría de los de esta clasificación tienen diversos criterios para su tipificación, pero a continuación se hace un breve esquema.



Puentes de Marcos.

Este tipo de puentes ha sido muy usado en nuestro país y se ha aplicado principalmente en puentes carreteros aunque también existen puentes ferroviarios de este tipo. Los marcos que se utilizan en puentes son marcos rígidos. Estos marcos pueden ser bidimensionales o tridimensionales. Los puentes de marcos se ha aplicado con buenos resultados en puentes donde la altura libre vertical es considerablemente grande. Este tipo de puentes se pueden clasificar de la siguiente forma.



Puentes Atirantados.

Este tipo de puentes son de los puentes mas arquitectónicos y son una de las mejores soluciones que existen para salvar grandes claros sin la utilización de columnas intermedias. Los puentes atirantados son considerados como puentes especiales por diversas causas pero dos de las principales son: por sus procesos constructivos y por las consideraciones que se deben de tomar para su diseño, las cuales son más exigentes que para el diseño de otros tipos de puentes. Los subsistemas estructurales de estos puentes están integrados por una serie de elementos que no son comunes con los demás puentes de esta clasificación excepto con los colgantes.

ELEMENTOS
DE UN
PUENTE ATIRANTADO

- Pilonos (Mástiles y Torres)
- Vigas de Rigidez.
- Sistema de Piso.
- Cables inclinados.
- Anclajes.
- Corredores de Acceso.

Los puentes atirantados se pueden clasificar de acuerdo a diferentes criterios, pero los más comunes son los siguientes.

PUENTES
ATIRANTADOS

- De Acuerdo a la Disposición de sus Cables.
 - Radiales.
 - En Arpa.
 - Fan (Combinación)
 - En Estrella.
 - Acostillados
- Por la Forma de sus Pilonos.
 - Marco Transverso.
 - En Forma Diagonal.
 - Diamante modificado ó Delta
- Por el Tipo de Claros.
 - Asimétricos.
 - Simétricos.
 - Varios y Combinados.

Los puentes atirantados pueden estar contruidos con diferentes tipos de secciones transversales pero las más características son: Viga Sección II, Sección Cajón (ortotrópico, cuadrado, angulado, doble cajón, etc.) y Armadura.

Puentes Colgantes.

Este tipo de puentes tiene una serie de características muy peculiares que lo diferencian de todos los puentes anteriores, entre estas características se encuentra la de contar con elementos resistentes a la compresión, ya que en el diseño de este tipo de puente se busca que los pilones o mástiles sean sometidos a esfuerzos de compresión pura, en cuanto a su cable principal este se encuentra sometido a una tensión horizontal, mientras que los pendolones o cables verticales se encuentran sometidos a tensión vertical. Este tipo de puentes ha sido hasta la fecha la mejor solución para salvar grandes calaros. El puente de claro más grande del mundo es un puente de este tipo (Arashi Kaikyo con 3910 mts.).

ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE

- Torres (Pilonos o Mástiles)
- Vigas de Rigidez.
- Sistema de Piso.
- Cables Parabólicos.
- Pendolones.
- Anclajes.

Estos puentes pueden tener diferentes tipos de secciones de transversales que conformen el sistema de piso, dentro de estas secciones encontramos: Sección "U", Sección Cajón (ortotrópico, cuadrado, angulado, doble cajón, etc.) y Armadura.

2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES DE ACUERDO A SU DISPOSICIÓN.

Dentro de los criterios más significativo para la clasificación de puentes se encuentra la clasificación por su disposición, dentro de esta clasificación se encuentran tres grupos principales los cuales son:

CLASIFICACIÓN
POR SU
DISPOSICIÓN

- Puentes Fijos.
- Puentes Móviles.
- Puentes de Circunstancias.

La presente clasificación considera también la utilidad que se le va dar al puente, ya que de acuerdo al tipo de obstáculo que se quiera salvar y en el momento en que se quiera salvar, varía el tipo de puente, por lo cual esta clasificación también es aplicable para estos criterios.

Puentes Fijos.

Este es el tipo de puentes más comunes de encontrar, ya que en su mayoría, los proyectos de puentes se hacen para puentes que tendrán un carácter de permanencia o sea sin movimiento alguno. Los puentes fijos pueden ser construidos a base de cualquier sistema estructural, dependiendo este de las diferentes condiciones que el mismo proyecto imponga, buscando siempre encontrar la solución óptima en todos los aspectos. Dentro de los puentes fijos podemos encontrar, todos los tipos de puente antes descritos en la clasificación por sistema estructural principal.

Puentes Móviles.

Este tipo de puentes no es posible de construirse mediante todo el tipo de sistemas estructurales, por tener previsto el movimiento de una parte o de la totalidad del puente. Este tipo de puentes es destinado principalmente para el cruce de vías navegables y el ingeniero proyectista deberá de tomar en cuenta las necesidades de la vía como una de las condiciones regidoras del proyecto. Los puentes móviles por lo general tiene un altura libre pequeña la cual es compensada con la cualidad de movimiento que los caracteriza. Cabe hacer mención de que los puentes móviles no siempre son la mejor solución ya que estos representan siempre una molestia tanto para el tránsito de vehículos como para el de barcos, ya que para que exista uno el otro es detenido por periodos de tiempo considerablemente grandes. Los tipos de puentes móviles más comunes son:

PUENTES MÓVILES

- Puentes Giratorios.
- Puentes Levadizos Verticales.
- Puentes Basculantes.

Los puentes de gran altura libre probablemente se seleccionan para el tránsito de carreteras o para un cruce en un área rural o para algún lugar donde la vía navegable por cruzar sea muy ancha. Por otro lado, los puentes móviles deberán de ser tomados en consideración seriamente sobre los de gran altura para el tránsito ferroviario, para áreas urbanas o para casos donde se requiera una gran altura libre.

Puentes Giratorios: El puente giratorio esta soportado por una pila central y gira horizontalmente, este gira sobre una mesa giratoria. Con los puentes giratorios no existe problema con la altura libre, pero la pila central representa un obstáculo para los barcos.

Puentes Levadizos Vertical: En estos puentes el tramo móvil es izado verticalmente sobre el área libre de navegación. Este tipo de puentes es usado cuando el espacio horizontal requerido es mayor que la altura vertical necesaria.

Puentes Basculantes: Los puentes basculantes son aquellos en los que el tramo móvil gira verticalmente en sus extremos, usualmente mediante un sistema de contrapesos Esta solución es satisfactoria cuando se requiere un espacio libre angosto, pero alto.

Puentes de Circunstancias.

Los puentes de circunstancias son puentes que tiene como función principal la de salvar un obstáculo de una manera rápida y provisionalmente, ya que estos tiene un carácter no permanente, dichos puentes son muy utilizados en el medio militar ya que de hecho sus orígenes están en la utilización para operaciones militares, más sin embargo hoy en día se utilizan también en el medio civil, debido a sus características que son muy aplicables en caso de emergencias que requieran el salvar obstáculos, de una manera provisional. Este tipo de puentes es el tipo de que se trata el presente trabajo.

Los puentes de circunstancias pueden clasificarse de acuerdo a diferentes criterios, pero el más común en el es de acuerdo al tipo de apoyos.

PUENTES
DE
CIRCUNSTANCIAS

- De Apoyos Fijos.
- De Apoyos Flotantes.
- De Apoyos Mixtos.
- Sin Apoyos Intermedios.

De Apoyos Fijos: Se denomina de apoyos fijos a los puentes que asientan sobre apoyos que descansan en el fondo del río y la sustentación la presente independientemente de su poder de flotación, los principales son:

- ❖ Pilotes
- ❖ Cepas de Durmientes

De Apoyos Flotantes: Son aquellos puentes en donde se aprovecha su fuerza de flotación de los apoyos para la sustentación del puente. Estos puentes se deben usar cuando la profundidad del agua es superior a 1 metro y la velocidad de la corriente no es mayor de 3 m/s,

APOYOS
UTILIZADOS

- Botes.
- Pontones.
- Toneles
- Tambores.
- Balsas.

De Apoyos Mixtos: Estos no constituyen mas que una combinación de los dos anteriores, estos puentes se emplean en partes irregulares o cuando los materiales disponibles así lo exigen.

Sin Apoyos Intermedios: Este tipo de puentes de circunstancias es en específico el que se maneja en el presente trabajo. Estos como su nombre lo dice, no tienen más apoyos que sus extremos. Se construyen por lo general cuando el ancho del obstáculo no es muy grande (eficientemente hasta 15mts). Los sistemas estructurales que han sido utilizados para la construcción de estos son básicamente los siguientes.

SUPERRESTRUCTURAS
DE PUENTES
SIN APOYOS

- Vigas de Sección Constante.
- Vigas de Sección Variable.
- Armaduras Convencionales.
- Cables (colgantes)

CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES DE ACUERDO A SU PROCESO CONSTRUCTIVO.

Los procesos constructivos aplicados en la construcción hoy en día son muy variados y se llevan a cabo con la aplicación de tecnología de punta. En la construcción de puentes las principales variables que rigen la selección de un proceso constructivo son: la altura de las pilas y la longitud del claro máximo del puente. De acuerdo a sus procesos constructivos los puentes se clasifican en:

- ❖ Puentes Convencionales.
- ❖ Puentes Especiales.

2.4.1 Puentes Convencionales.

Los puentes construidos con procesos constructivos convencionales son prácticamente los puentes para salvar claros no muy grandes (hasta 40 metros) y que la altura vertical libre no es muy grande, siendo un punto a observar el tipo de puente según su disposición lo cual también influye en su proceso constructivo. Los procesos constructivos convencionales más aplicados en la ingeniería de puentes son los siguientes:

PROCESO
CONVENCIONALES

- Cimbras de Madera Recuperable.
- Colado de Piezas in Situ (en Posición).
- Colado de Piezas in Situ (sin Colocar).
- Grúas para Prefabricados (Vigas).
Puentes pequeños en vialidades

2.4.1 Puentes Especiales.

Los puentes que utilizan procesos constructivos especiales, son por lo general puentes destinados a salvar claros muy grandes y que para la construcción de sus pilas se requiere de realizar obras a alturas que no sería posible construir sin ayuda de equipos especiales.

Los principales tipos de puentes que utilizan este tipo de procesos constructivos son los puentes atirantados, colgantes y en algunos puentes de vigas que la altura de sus obras lo requieren, aunque dichos procesos son aplicables para cualquier tipo de puentes, pero su aplicación eleva los costos, factor que se debe de tomar estrictamente para la elección de los procesos constructivos a utilizar. Cabe hacer mención que en el diseño de puentes en los cuales se contempla la aplicación de procesos constructivos especiales, el diseño debe de tomar en cuenta los elementos mecánicos que se tendrán durante la aplicación del proceso constructivo, ya que en ocasiones estos llegan a ser mas significativos que los mismos efectos mecánicos que se producirán cuando el puente sea sometido a cargas de trabajo. Dentro de los procesos constructivos especiales más significativos se encuentran los siguientes.

PROCESOS
ESPECIALES

- Doble Voladizo.
- Lanzado o Empujado.
- Cimbras Trepadoras.
- Voladizo.
- Grúas de Punta.
- Empujado en Curva.

CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES SEGÚN SUS MATERIALES.

En la Ingeniería de Puentes se ha tenido un gran avance en cuanto a los sistemas estructurales que componen el puente, en los procesos constructivos

y en los materiales que hoy en día se usan en la construcción de estos. Existe una gran diversidad de materiales aplicados en la construcción de puentes; en el proyecto de un puente de nuestros días es posible encontrar una gama muy amplia de materiales utilizados para el mismo puente, lo cual hace necesario el estudio de diversos materiales para la aplicación en un diseño, obteniendo como resultado el diseño cada vez más acercado al óptimo de estos. De esta diversidad de materiales se deriva una clasificación muy genérica en la cual se denotan los mas comunes de usar en la construcción de un puente.

CLASIFICACIÓN POR SUS MATERIALES

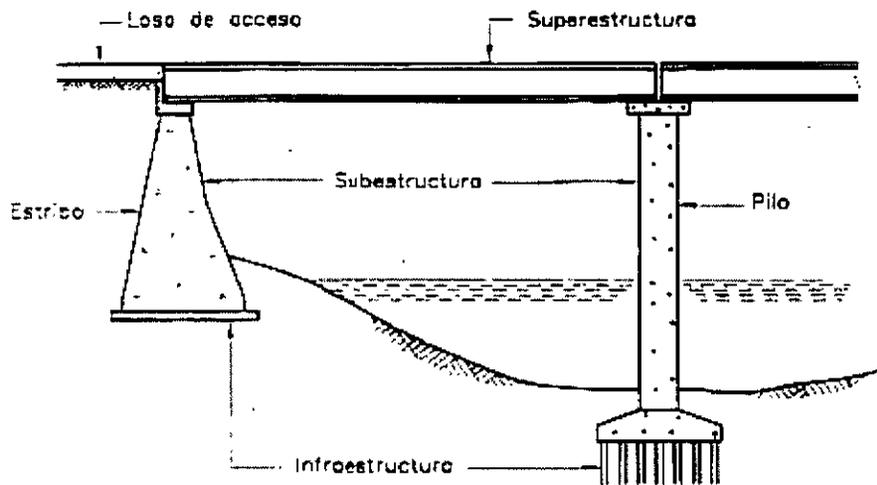
- De Concreto
- De Acero.
- A Base de Polímeros.
- De Aluminio.
- Combinados o Mixtos.
- De Madera.
- De Cartón Tratado.
- Mampostería.

La diversidad de materiales utilizado en la construcción de un puente es muy grande y por esto se hace necesario el clasificarlos y describir algunas de sus características más representativas, por tal razón en el capítulo 4 se hace una clasificación de materiales, mediante diversos criterios.

2.3 Nomenclatura de las partes que constituyen un puente.

Un puente es un sistema integrado por los siguientes elementos

1. Infraestructura o cimentación.
2. Subestructura.
3. Superestructura.



Elementos de un puente.

La infraestructura es la parte del puente que queda en contacto con el terreno, sirviendo de apoyo al puente; en una concepción más amplia se incluye también el suelo y/o roca que sirven de sustento. La cimentación puede ser superficial o profunda.

La subestructura es la parte del puente que transmite las acciones de la superestructura a la cimentación, y esta formada por estribos y/o caballetes, y pilas.

La superestructura es la parte del puente que soporta la calzada y transmite las acciones de las distintas cargas a los apoyos. Generalmente consta de traveses longitudinales ligadas por diafragmas transversales y la losa de piso

3. ANALISIS ESTRUCTURAL DE PUENTES

5.0hrs

Objetivo: Conocer los diferentes criterios en el análisis estructural en el proyecto de puentes.

3.1 Solicitaciones en puentes. Se conocen y aplican las solicitaciones especificadas en los reglamentos vigentes para el diseño de puentes.

3.2 Modelación estructural. Se muestra diferentes tipos de modelos usados en el análisis de los puentes.

3.3 Fundamentos de análisis. Principales conceptos en el análisis estructural. Obtención de elementos mecánicos.

Los ingenieros proyectistas deben determinar las combinaciones racionales de carga que puedan producir los esfuerzos o deformaciones máximas en las diferentes partes de la estructura ya que no es factible diseñar las estructuras ordinarias para que resistan todas las combinaciones de carga concebibles ni las fuerzas excepcionalmente grandes; por tanto, el proyecto resulta necesariamente incierto. Se puede hacer una evaluación estadística y probabilística de las intensidades de las cargas y del funcionamiento estructural, calculando las pérdidas económicas y los daños a seres humanos; no obstante, los ingenieros proyectistas apenas comienzan a considerar cuantitativamente estos factores. En vez de esto, para simplificar el proyecto de estructuras comunes, los reglamentos de construcción especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones críticas, por medio de criterios basados en la experiencia, en algunas mediciones, y en la lógica.

REGLAMENTOS

Los reglamentos actuales indican, por una parte, las normas encaminadas a la verificación de la resistencia de los elementos de una estructura mediante hipótesis de dimensionamiento derivadas de un número suficiente de pruebas de laboratorio, con objeto de predecir mecanismos de falla bajo la acción de uno o varios elementos actuantes y, por otra, se preocupan de la respuesta de la estructura, bajo condiciones de servicios.

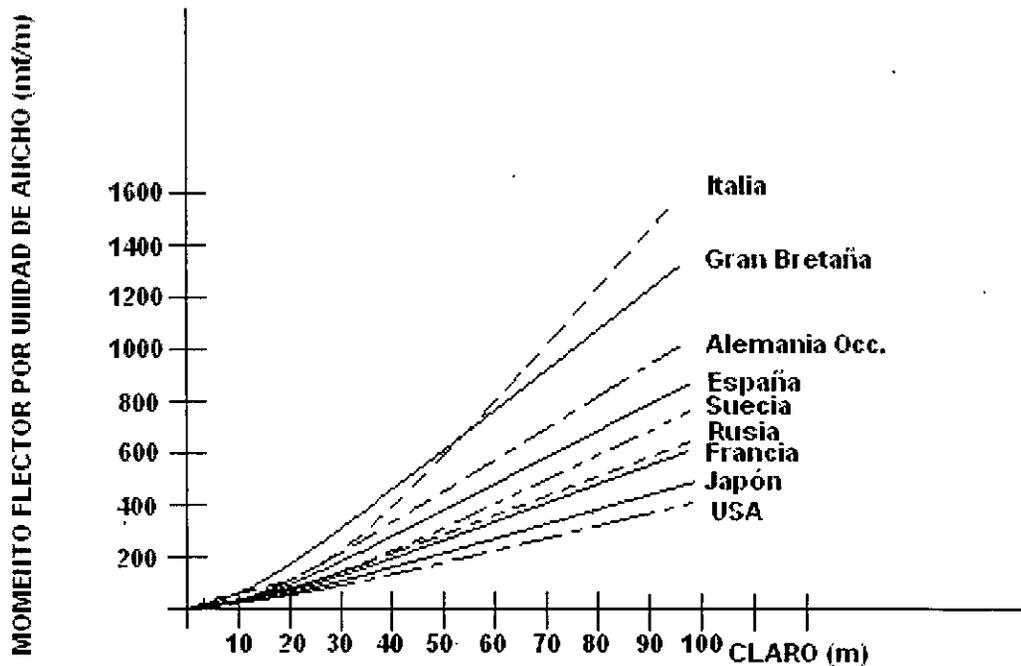
Los reglamentos actuales de puentes, se mantienen bajo criterios más conservadores que los correspondientes a edificios, debido a que no se conocen con precisión los efectos dinámicos del impacto de la carga viva, así como la fatiga debida a la repetición de las cargas, pero a medida que se va teniendo mayor información de los efectos de laboratorio, los reglamentos de puentes van identificándose con los reglamentos de construcción de estructuras urbanas.

En los reglamentos se distinguen usualmente, tres tipos de acciones de tráfico:

- a) Cargas repartidas por vía de circulación.
- b) Cargas concentradas por eje.
- c) Cargas de vehículo.

No obstante, según reglamentos de distintos países existen diversos criterios en cuanto a la consideración y modo de aplicación de las cargas. A veces se especifica distintos tipos de carga, según la clase de esfuerzos que se calcula (esfuerzos locales o globales).

En la figura siguiente se muestran los valores del momento flexionante máximo por unidad de ancho en un puente simplemente apoyado, de una sola vía de circulación en función del claro.



Momento flexionante máximo por unidad de ancho para una vía de circulación cargada, según las normas de los distintos países

En la misma figura se observan las importantes diferencias que existen según los reglamentos de distintos países, y se comprenden las consecuencias que éstas cargas específicas tienen en el proyecto, construcción y en el costo del puente.

Para llevar a cabo el diseño y construcción de puentes, en México se emplean comúnmente las siguientes especificaciones.

- a) Secretaría de Comunicaciones y Transportes, "Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros", México, D.F., 1984.
- b) American Association of State Highway Bridges", Washington, 2004.

c) American Railroad Engineering Association (AREA), "Especificaciones de Puentes para Ferrocarriles".

d) Normativa SCT, México, D.F. 2000-2004

Para el caso de puentes de caminos, las especificaciones americanas AASHTO, señalan que los elementos estructurales de un puente deben ser diseñados para resistir ciertas cargas o acciones, que se incluyen a continuación:

ACCIONES

CARGA MUERTA

Consiste en el peso de la estructura, incluyendo las superficies de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables y otras instalaciones para servicios públicos.

La determinación de la carga muerta del puente implica un proceso interactivo, ya que el verdadero peso del puente sólo puede determinarse hasta que ha sido diseñado. Por tanto, es necesario una estimación preliminar de la carga muerta para el diseño, y compararla con la que resulte de éste, repitiendo el proceso de refinamiento hasta que ambos pesos concuerden razonablemente. Un estudio de puentes semejantes puede ayudar para obtener la estimación preliminar de la carga muerta.

CARGA VIVA

Las cargas vivas para caminos que se consideren sobre la calzada de los puentes, consistirán en el peso de la carga móvil aplicada correspondiente a los caminos, coches y peatones.

Cargas móviles y criterios para el proyecto de puentes

A continuación se mencionan las cargas móviles utilizadas en los proyectos estructurales de puentes y algunos criterios de diseño relacionados con dichas cargas que son de uso en México.

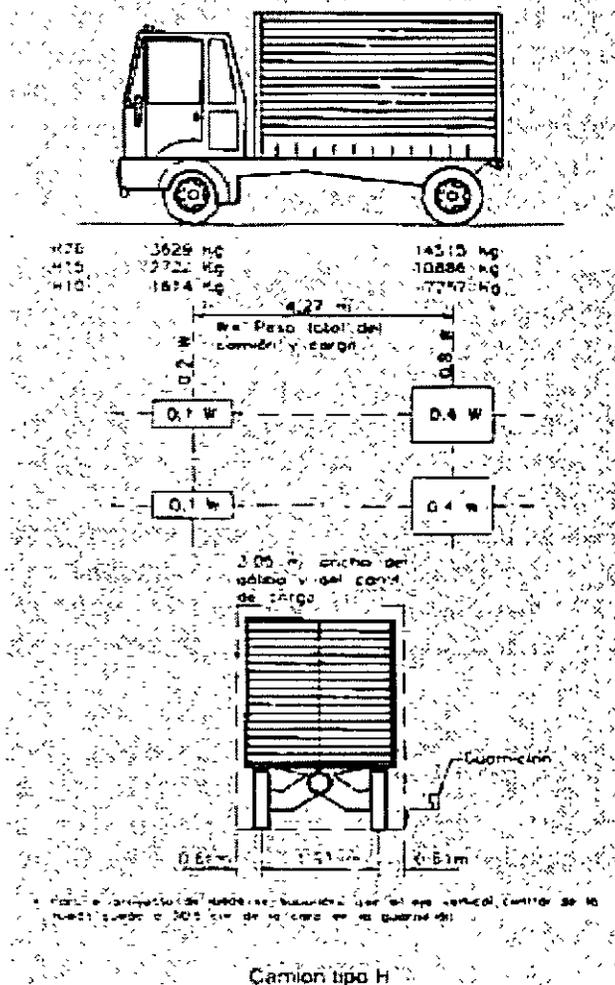
Las especificaciones que normalmente se utilizan en el proyecto de puentes, son las que estipula la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) de los Estados Unidos de América. Estas especificaciones han ido evolucionando al paso del tiempo, pudiéndose mencionar las ediciones de 1931, la primera publicada; la de 1944, la cuarta; la de 1977, que fue la duodécima, la última traducida y publicada por la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en 1984; y la de 2004, decimosexta, que es la más reciente.

Fue a partir de 1944 y hasta la actualidad, que se adoptaron las cargas móviles de diseño que ahora se conocen. Dichas cargas consisten en camiones tipo, o

cargas por carril equivalentes en las que los camiones no son reales, sino sólo vehículos imaginarios que se usan para el diseño. Según la AASHTO, hay dos clases principales de camiones: los denominados con la letra H seguida de un número, y los designados con las letras HS, seguidas también de caracteres numéricos.

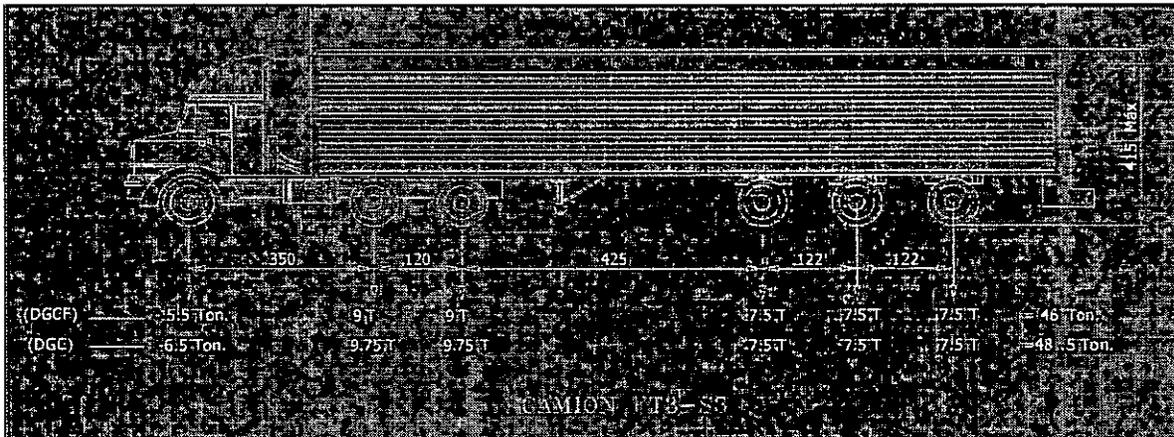
Los camiones de tipo H tienen dos ejes; el número que sigue a la H en la denominación indica el peso total del camión cargado, en toneladas norteamericanas de 2.000 libras. Así, el camión H20 pesa 20 ton norteamericanas, equivalentes a 18.14 ton métricas.

Los camiones HS son vehículos tipo tractor y semirremolque, con dos ejes en el primero y un eje en el segundo. El número que sigue a las letras HS es el peso del tractor en toneladas norteamericanas, el peso del semirremolque es el 80% del peso del tractor. Por ejemplo, en el camión HS20 el tractor pesa 20 ton norteamericanas, y el peso del semirremolque es de 16 ton norteamericanas, con lo que el peso total del camión es de 36 ton norteamericanas que equivalen a 32.66 tons métricas. En este caso la separación entre el eje posterior del tractor y el del semirremolque es variable dentro de ciertos límites con el fin de obtener el efecto más desfavorable para la estructura en diseño.



más desfavorable entre cualquiera de los camiones mencionados en una banda y en la otra un camión tipo HS20.

Como dato histórico puede mencionarse que en el pasado, las cargas móviles utilizadas para el proyecto de puentes carreteros en México fueron las HS. Hasta 1972 se empleaba la carga HS15 en puentes de carreteras comunes, y la carga HS20 en puentes de carreteras troncales. A partir de 1972 y hasta 1980, se generalizó el uso de la carga HS20, después de los cuales ya se utilizaron las cargas T3-S3-R4, pero con pesos y criterios diferentes a los que aquí se mencionan.



* Para un proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda quede a 30.5 cm de la curva de la guarnición.

CARGAS EQUIVALENTES

CARRILES DE TRÁNSITO, Y APLICACIÓN DE LAS CARGAS

Se considera que la carga equivalente por carril o la del camión tipo, ocupa un ancho de 3.05 m, sin embargo, debido a que el ancho de calzada se establece por condiciones geométricas de vialidad, se puede considerar que el ancho de cada carril de tránsito, para fines de análisis estructural, es el que se obtiene de la siguiente ecuación.

$$A = A_c / N$$

Donde:

A = ancho de carril de tránsito de diseño.

Ac = ancho de calzada entre guarniciones sin cortar la faja central.

N = número de carriles de tránsito de diseño.

La relación entre Ac y N, se especifica en la tabla siguiente:

Ac	N
De 6.10 m a 9.14 m	2
De 9.14 m a 12.8 m	3
De 12.8 m a 16.46 m	4
De 16.46 m a 20.12 m	5
De 20.12 m a 23.77 m	6
De 23.77 m a 27.43 m	7
De 27.43 m a 31.09 m	8
De 31.09 m a 34.75 m	9
De 34.75 m a 38.40 m	10

Las cargas equivalentes por carril, o los camiones, tipo podrán ocupar cualquier posición dentro de su carril individual para diseño (A), estableciendo la posición que produzca la condición crítica.

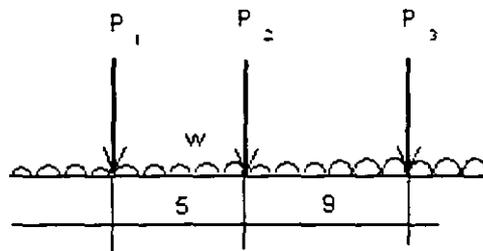
El tipo de carga, ya sea del tipo de carga equivalente por carril (que corresponde a un tren de camiones), o carga de camión tipo (que corresponde a las cargas concentradas en los ejes de un sólo camión que circula a lo largo del puente) que se utilizará en el análisis del puente, será el que produzca los máximos esfuerzos, ya se trate de claros simplemente apoyados, o de tramos continuos.

Las cargas equivalentes por carril consistirán en una carga uniforme por metro lineal de carril de tránsito, combinada con una carga concentrada que puede deslizarse a lo largo de tramo, de tal manera que produzca el máximo esfuerzo para cada punto del puente que se desee analizar. La carga concentrada y la carga uniforme se consideran como uniformemente distribuidas, en un ancho de 3.05 m sobre una línea normal al eje central del carril.

Las cargas equivalentes en el caso de tramos continuos, consistirán en las cargas mostradas en la figura Camión tipo HS, agregando a estas cargas otra concentrada de igual peso que se colocará en otro tramo de la serie en posición tal, que se produzca el máximo momento negativo. Para determinar el momento positivo máximo se usará solamente una carga concentrada por carril combinada con tramos cargados uniformemente como se necesite para producir el momento máximo. La carga uniforme podrá ser continua o discontinua, según sea necesario para producir los esfuerzos máximos. Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes se usarán diferentes cargas concentradas en las cargas equivalentes por carril. Las cargas

concentradas más ligeras se usan para el análisis por flexión, y las cargas concentradas más pesadas para el análisis de esfuerzos cortante.

En la actualidad la Normativa para la Infraestructura del Transporte establece las Normas sobre proyecto de nuevos puentes y estructuras similares, considerando los modelos virtuales de cargas vivas denominados "IMT 66.5" e "IMT 20.5" que se detallan en la Norma N PRY CAR 6 01 003/01, Cargas y Acciones desarrolladas por el Instituto Mexicano del Transporte.



acot. en m

Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares con claros iguales o mayores de 30 m.

$P_1 = 49 \text{ kN (5 t)}$

$P_2 = 235 \text{ kN (24 t)}$

$P_3 = 368 \text{ kN (37.5 t)}$

$w = 10 \text{ kN/m (1 t/m)}$ para claros iguales o mayores de 90 metros

$w = 10 (L-30)/60 \text{ (kN/m)}$ para claros entre treinta y noventa metros.

Para carreteras tipo C

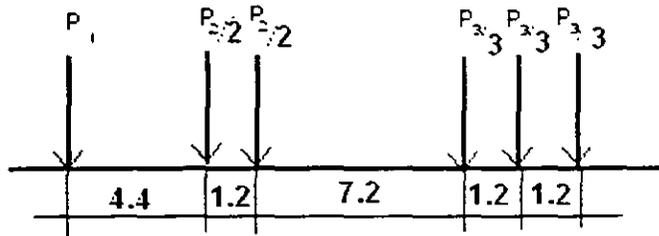
multiplicar por un factor de reducción de 0.9

**PARA
CARRETERAS**

**TIPO ET, A, B y
C**

**PARA
CARRETERAS**

**TIPO ET, A, B
y C**



acot. en m

Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares con claros menores de 30 m.

$$P1 = 49 \text{ kN (5 t)}$$

$$P2 = 235 \text{ kN (24 t)}$$

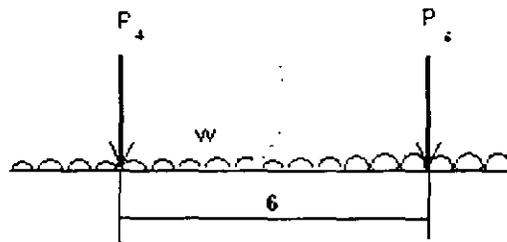
$$P3 = 368 \text{ kN (37.5 t)}$$

$$P2:2 = 12 \text{ t}$$

$$P3:3 = 12.5 \text{ t}$$

**PARA
CARRETERAS**

TIPO D



acot. en m

Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares con claros iguales o mayores de 15 m.

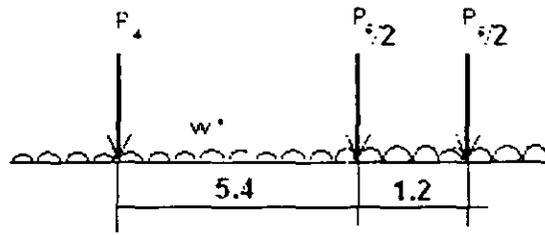
$$P4 = 25 \text{ kN (2.5 t)}$$

$$P5 = 177 \text{ kN (18 t)}$$

$$w = 8.8 \text{ kN/m (0.9 t/m)}$$

**PARA
CARRETERAS**

TIPO D



acot. en m
Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares con claros menores de 15 m.

$$P_4 = 25 \text{ kN (2.5 t)}$$

$$P_5 = 177 \text{ kN (18 t)} \quad P_{5/2} = 9 \text{ t}$$

$$w' = (8.8 \cdot 15) L$$

donde L es la longitud del claro

**MODELOS DE CARGAS VIVAS VEHICULARES
PARA EL ANÁLISIS TRANSVERSAL O
TRIDIMENCIONAL DE PUENTES Y
ESTRUCTURAS SIMILARES**



**MODELO IMT 66.5
PARA CARRETERAS**

TIPO ET, A, B y C

**MODELO IMT 20.5
PARA CARRETERAS**

TIPO D



IMPACTO

Es bien conocido que un vehículo a través de un puente, produce esfuerzos más grandes que si el vehículo estuviera en una posición estática sobre la estructura.

El efecto dinámico total no sólo es resultado del choque de las ruedas del vehículo con las imperfecciones del piso, sino que además incluye la aplicación de la carga viva en la estructura en un período de tiempo corto. Se ha probado, mediante las teorías de la Dinámica, que una carga aplicada instantáneamente a una viga, produce esfuerzos hasta de dos veces los generados por la misma carga si ésta permaneciera estática en la viga. En puentes, la carga viva nunca es instantánea, pero se aplica en un período de tiempo pequeño.

Adicionalmente al verdadero efecto de la aplicación repentina de carga, hay un tercer efecto, que es resultado de la vibración sobre sus muelles; las irregularidades del piso contribuyen a este efecto. La vibración del vehículo sobre sus muelles induce vibraciones en la estructura; y la magnitud de los esfuerzos inducidos depende de las características de amortiguadores del puente. Se definen los grupos de estructuras según sea aplicable o no el efecto del impacto en su diseño, siendo éstos, respectivamente, los grupos "A" y "B".

GRUPO A

1. Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto, sujetas a carga, torres de acero, columnas de marcos rígidos y en general aquellas partes de la estructura que se prolonguen hacia abajo hasta la cimentación principal.
2. La porción de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan de la superficie del terreno, y que estén rigidamente conectados a la superestructura como cuando forman marcos rígidos, o sean parte de una estructura continua.

GRUPO B

1. Estribos, muros de sostenimiento, pilas y pilotes, excepto en los indicados en el grupo A.2.
2. Cimientos y presiones en las cimentaciones.
3. Estructuras de madera.
4. Cargas para banquetas.

Las estructuras del grupo A se deberán diseñar incrementando los efectos de la carga viva en un cierto porcentaje debido a los efectos de impacto, efecto dinámico y efecto vibratorio, de acuerdo con la siguiente expresión:

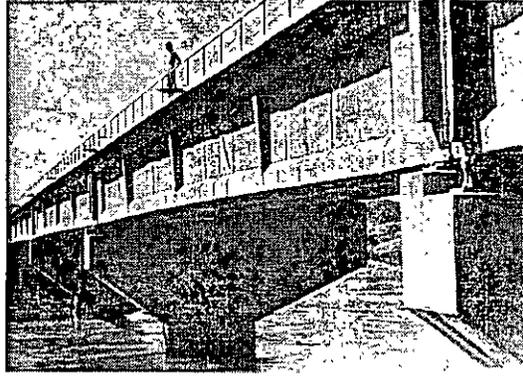
$$I = \frac{15.24}{L + 30.10} \quad EC.1$$

Donde:

I = factor de impacto, en porcentaje; cuyo valor máximo a considerar será de 30%

L = longitud del claro cargado, en metros.

En las especificaciones AASHTO se expresa que valor de "L" en vigas continuas es la longitud del tramo en cuestión para momento positivo y el promedio de los dos tramos adyacentes para momento negativo; no se hace ninguna definición "L" para cortante, por lo que se utilizará la longitud del tramo considerado de igual forma que para momento positivo.



FUERZAS LONGITUDINALES

Cuando un vehículo acelera o frena sobre un puente, sus llantas transmiten al piso fuerzas longitudinales, cuyas magnitudes dependen del valor de la aceleración o frenado. La máxima fuerza longitudinal resulta de frenar repentinamente; la magnitud de esta fuerza depende del peso del vehículo, de su velocidad en el instante de frenar, y del intervalo de tiempo en que el vehículo se detiene completamente. Como sería incierta la evaluación de los factores anteriores para determinar las fuerzas longitudinales, en las especificaciones se estipula que se tendrá en cuenta una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. Para los puentes en que se considere que lleguen a ser de una sola dirección, se considerarán cargados en todos sus carriles.

La carga usada será la carga equivalente por carril de diseño con la carga concentrada para momento sin considerar impacto y la reducción especificada para cuando hay varios carriles cargados.

El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá que se encuentre 1.22 m arriba de la losa del piso y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura. La fuerza longitudinal añade esfuerzos muy pequeños a los miembros de la superestructura, no obstante es importante en el diseño de conexiones y de la subestructura.



Una fuerza longitudinal adicional, debida a la fricción en los apoyos para la dilatación deberá ser considerada en el diseño de la subestructura. Esta fuerza es igual a la descarga en el apoyo por el coeficiente de fricción entre los materiales

deslizantes que constituyen el apoyo. El uso de apoyos deslizantes de teflón, que tiene un coeficiente de fricción muy pequeño, minimiza las fuerzas longitudinales debidas al deslizamiento de los apoyos. En la tabla 6 se consideran los valores del coeficiente de fricción entre algunos materiales.

TABLA 6. Valores del coeficiente de fricción para algunos materiales.

Materiales (1)	Coef.	Materiales (2)	Coef.
Entre piedra y piedra	0.40-0.70	Entre concreto y mat. Asf.	1.0-2.0
Entre madera y madera	0.25-0.50	Entre acero y acero	0.2-0.05
Entre metal y piedra	0.30-0.70	Con rodillo de acero	0.03
Entre metal y madera	0.20-0.60	Teflón	0.04
Entre concreto y caucho	0.60-0.90		

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el proceso de estudio estructural de una obra de ingeniería se pueden distinguir tres frases fundamentales:

- a) Idealización
- b) Análisis
- c) Interpretación

La idealización consiste en la representación de la obra de ingeniería mediante un modelo matemático, que considere las propiedades más relevantes en relación con su estabilidad.

La fase de análisis estudia, mediante la utilización de recursos varios (Matemáticas, Mecánica, Resistencia de Materiales, etc.), el modelo-matemático definido en la fase de idealización, con el objeto de obtener una serie de resultados cuyos significados y aplicación a la realidad de la obra, constituye la última fase del proceso que se denomina interpretación.

Se comprende que la idealización estructural y la interpretación de resultados contienen una elevada componente de experiencia e intuición, y siendo evidente por otra parte, que ambas fases se encuentran profundamente relacionadas. En efecto, los resultados y su interpretación dependen de la idealización o modelo considerado; y a su vez, los resultados influirán en la determinación de modelos estructurales más convenientes, constituyéndose así un proceso cíclico en el análisis que se limita a determinar respuestas, una vez conocidas la estructura y las acciones.

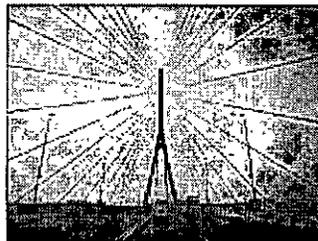


En el análisis de una estructura se maneja dos conjuntos de magnitudes bien definidas:

1. Magnitudes de tipo estático (fuerzas).
2. Magnitudes tipo cinemática (deformaciones).

Algunas de estas magnitudes, tanto estáticas como cinemáticas son conocidas, y se denominan acciones. La determinación de las restantes magnitudes se lleva a cabo al imponer una serie de condiciones o ecuaciones estructurales. Tres clases bien definidas de ecuaciones, relacionan estas magnitudes en el análisis estructural: las ecuaciones estáticas, o ecuaciones de equilibrio; las ecuaciones cinemáticas, o condiciones de compatibilidad y las ecuaciones constitutivas del material, que relacionan las ecuaciones estáticas con las cinemáticas.

El análisis estructural consiste en determinar las magnitudes incógnitas (estáticas y cinemáticas) que satisfacen, en conjunción con las magnitudes conocidas, a los tres tipos de ecuaciones anteriores. Así, el análisis consiste en obtener un conjunto de magnitudes estructurales que supongan a la estructura un equilibrio y una compatibilidad.



El análisis estructural puede dividirse según diferentes criterios. Una de las divisiones se obtiene al introducir el concepto de linealidad. Se dice que una estructura es lineal, o se comporta linealmente, sí bajo la acción de dos conjuntos de acciones (cargas y movimientos impuestos). E_1 y E_2 , que producen respectivamente respuestas (resultados de desplazamientos y esfuerzos) R_1 y R_2 , se comprueba que la respuesta R , obtenida una acción $E = K_1 E_1 + K_2 E_2$, combinación lineal de las acciones anteriores la combinación lineal de las respuestas respectivas; es decir, $R = K_1 R_1 + K_2 R_2$. Se dice, por el contrario, que

una estructura es no lineal si la condición anterior, no se satisface para todos los posibles valores de los coeficientes K_1 y K_2 .

Existe una relación no lineal, bajo cualquiera de estas condiciones. La primera de éstas ocurrirá cuando las deformaciones en el material estructural no sean proporcionales a los esfuerzos esto es, cuando el material no sigue la Ley de Hooke. La segunda ocurre cuando las deformaciones de la estructura son consideradas ante la aplicación de las cargas.

Otra clasificación fundamental en el análisis de estructuras aparece al introducir la dimensión del tiempo en la aplicación de las acciones. De este modo, se puede hablar de análisis dinámico, si las fuerzas de inercia son tenidas en cuenta, y análisis estático, en caso contrario,

La variable tiempo puede surgir bajo otra faceta en el análisis de estructuras no solamente en la aplicación dinámica de las acciones, sino también en la descripción de las características constitutivas de los materiales, dividiendo los modelos estructurales en aquellos que se utilizan materiales con fluencia, y en los que no la tienen.

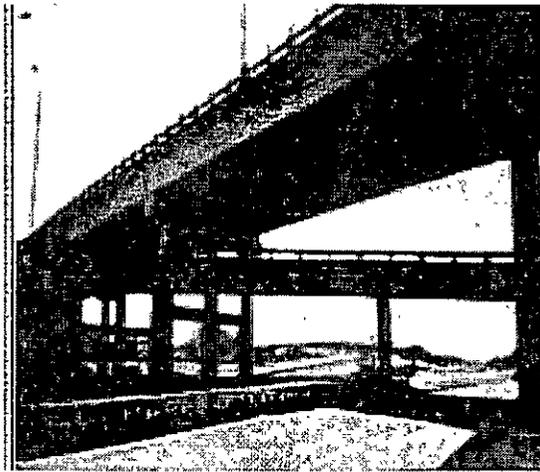


Existe una gran variedad de métodos de cálculo que, con base en los criterios de análisis pertinentes a la estructura en estudio, proporcionan la solución de las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y constitutivas que permiten conocer las incógnitas estáticas y cinemáticas de la estructura. Los diferentes métodos se distinguen por el proceso matemático que se emplea en la solución de las ecuaciones, y por los efectos mecánicos considerados en el cálculo.

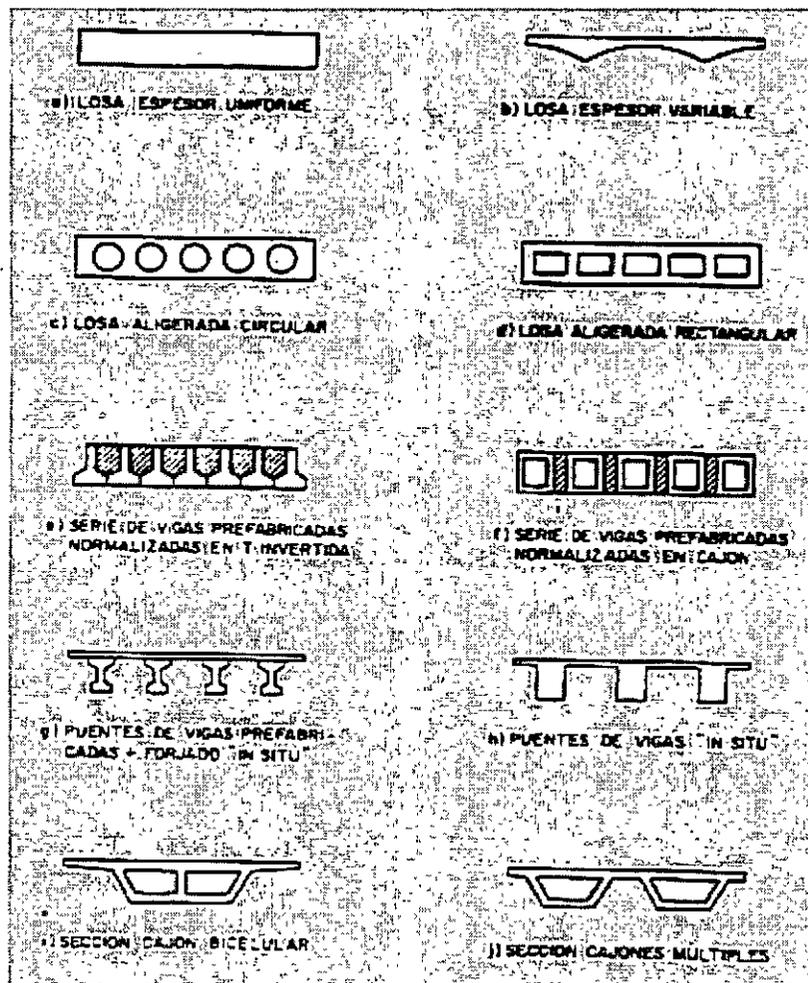
Para obtener los elementos mecánicos (incógnitas) que actúan sobre sus miembros, en el caso de los puentes, existen tres parámetros característicos de la estructura que determinan, de un modo fundamental, la elección del método de cálculo (de esfuerzos en tableros) más adecuado:

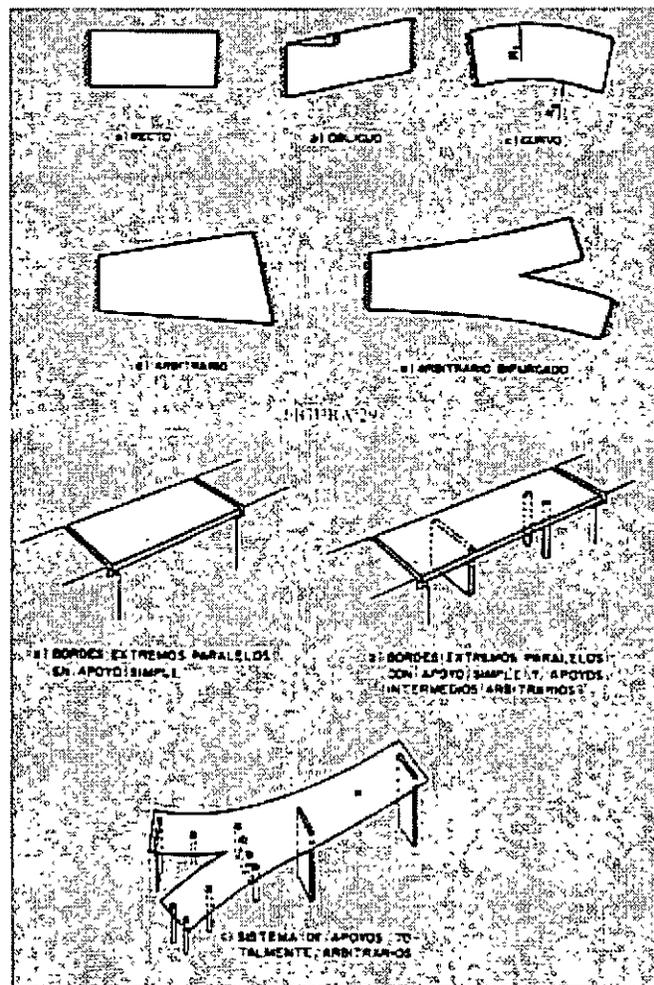
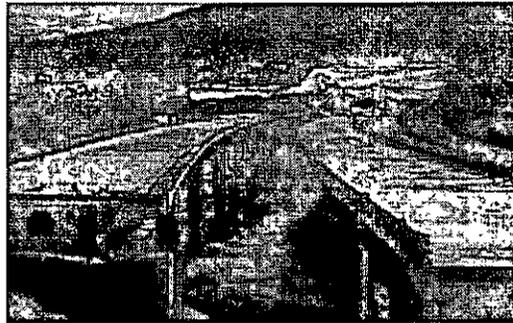
- a) Forma de la sección transversal.
- b) Geometría en planta.
- c) Condiciones de bordes y apoyos.

En la tabla 7 se resumen algunos métodos de cálculo de esfuerzos en tableros de puentes, y en la 8 se indican sus rasgos de aplicación en función de los parámetros en las fig 29 a 31; estas tablas se incluyen a manera de guía en la elección del método de cálculo más adecuado para estructuraciones con diferentes características.



En la misma tabla 8 se indican los rasgos de aplicación más usuales y estrictos de los métodos de cálculo anteriores. Normalmente algunos de ellos pueden ampliarse, mediante determinadas técnicas al análisis de otras estructuras más complejas.





Modelo estructural	Procedimientos de análisis	Método
1. Losa ortótropa	Tabulación	1.1. Guyón - Massonet-Rowe
	- Series de Fourier	1.2. Losa ortótropa.

	- Series de Fourier generalizadas	1.3. Losa ortótropoda sin torsión
	- Numérico: diferencias finitas	1.4. Losa ortótropoda (d.f.)
	- Numérico: Elementos finitos	1.5. Losa ortótropoda (e.f.)
	- Numérico: bandas finitas	1.6. Losa ortótropoda (b.f.)
	- Numérico: métodos indirectos	1.7. Losa ortótropoda (m.i.)
2. Lámina plegada ^{sp}	- Series de Fourier	2.1. Lámina plegada
	- Series de Fourier generalizadas	2.2. Lámina plegada intermedia
	- Numérico: solución aproximada	2.3. Lámina plegada larga
	- Numérico: elementos finitos	2.4. Lámina plegada (e.f.)
	- Numéricos: bandas finitas	2.5. Lámina plegada (b.f.)
3. Emparrillado plano	- Método matriciales	3.1. Emparrillado plano
4. Entramados espaciales	- Métodos matriciales	4.1. Emparrillado espacial
5. Estructura (2-D)	- Numérico: elementos finitos	5.1. Elementos finitos (lámina)
6. Estructura (3-D)	- Numérico: elementos finitos	6.1. Elementos finitos (volúmenes)

TABLA 8.

Método de cálculo (4)	Tipo de tablero (1)			Geometría en planta (2)			Condiciones de apoyo (3)			
	Losa (1-a)	Viga y losa (1-h)	Sección cajón (1-j)	Rectangular (2-a)	Oblicua (2-b)	Circular (2-c)	Arbitra (2-b) (2-e)	Simple (3-a)	Soportes intermedios (3-b)	Arbitra (3-c)
Losa ortótropoda:										
1.1	X			X				X		
1.2 1.3	X			X		X		X	X	
1.4	X			X	X	X	X	X	X	X
1.5	X	X		X	X	X	X	X	X	X
1.6	X	X		X		X		X	X	
1.7	X	X		X	X	X		X	X	
Lámina plegada:										
2.1 2.2	X	X	X	X		X		X	X	
2.3	X	X	X	X		X		X	X	X
2.4	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.5	X	X	X	X		X		X	X	
Emparrillado plano:										
3.1	X	X	(5)	X	X	X	X	X	X	X
Entramado espacial:										
4.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Elementos finitos:										
5.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
6.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

TABLA 9. Rango de aplicación de los métodos de cálculo incluidos en la tabla 8.

- (1) Hace referencia a la fig. 28
- (2) Hace referencia a la fig. 29
- (3) Hace referencia a la fig. 30
- (4) Hace referencia a la tabla 8

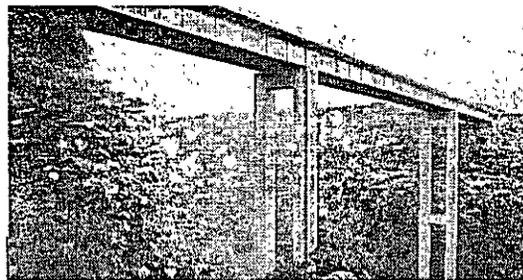
(5) El método tiene pocas aplicaciones en este caso, y exige introducir en el emparrillado unas características de deformación del tablero a cortante

3.2 Modelación estructural

En general, el análisis del tablero de un puente se divide en dos partes bien diferenciadas:

1. Análisis global.
2. Análisis local.

En especial, esta división se realiza si se pueden distinguir elementos losas y vigas.



ANÁLISIS GLOBAL.

En el análisis global, se obtienen los elementos mecánicos ocasionados por la acción de las cargas sobre los elementos principales de soporte del tablero del puente (vigas longitudinales y transversales).

El cálculo de los elementos mecánicos globales se complica en los puentes por el carácter dinámico de las cargas. Así, por ejemplo, el cálculo de un emparrillado plano que represente las vigas longitudinales y transversales del tablero, requiere de la elaboración de superficies de influencia que determinen los elementos mecánicos para cada punto del tablero cuando la carga se desplaza sobre cualquier punto del mismo, lo cual es prácticamente imposible sin la ayuda de una computadora electrónica.

La dificultad señalada en el cálculo hizo necesaria, antes de la aparición de las computadoras electrónicas, el desarrollo de métodos aproximados de análisis que simplificaran el cálculo. Esto llevó a la división del análisis global en análisis longitudinal y análisis transversal, división que sigue aplicándose actualmente cuando no se cuenta con un programa de computadora para el análisis integral del tablero.

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos producidos a lo largo del puente por su peso propio, por las cargas que actúan sobre él y por el asentamiento diferencial de los apoyos, sin considerar excentricidad de las cargas sobre los elementos longitudinales.

El análisis transversal del tablero consiste en la determinación de los esfuerzos en la sección transversal del mismo, y su repercusión en el sentido longitudinal como resultado de la excentricidad de las cargas: como la carga móvil puede desplazarse transversalmente a lo ancho de los carriles, esto ocasiona que algunas vigas longitudinales se carguen más que otras.

El enlace entre el análisis longitudinal y transversal se realiza a través de los coeficientes de distribución obtenidos en el último análisis.

ANÁLISIS LOCAL

El análisis local consiste en la determinación de los esfuerzos en la losa de piso inducidos por el contacto de las cargas puntuales con la superficie de rodamiento. Estos esfuerzos son de tipo concentrado y se restringen a una zona de la losa comprendida, en general, entre las vigas longitudinales y las vigas transversales.

En lo que sigue se desarrollan los aspectos correspondientes al análisis longitudinal y en forma breve, los correspondientes al análisis transversal y local.

En el desarrollo siguiente se considera al puente un comportamiento elástico lineal, ya que corresponde, normalmente, al comportamiento de éstos bajo cargas de servicio.

ANÁLISIS LONGITUDINAL

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos a lo largo del puente considerando que las cargas no son excéntricas y que la sección transversal permanece horizontal a lo largo del puente.

La primera parte del análisis longitudinal del puente consiste en la determinación de los esfuerzos que produce su peso propio y las cargas o combinaciones de cargas, aplicables al caso, que puedan considerarse estáticas; éste análisis se realiza con los métodos comunes de Análisis Estructural.

La segunda parte de este análisis consiste en la determinación de los efectos producidos por la carga viva de camiones: esta carga es móvil y se deberán considerar las posiciones críticas de ésta respecto a varios puntos del puente; esto

se hace generalmente mediante las "Líneas de Influencia", que se desarrollan enseguida.

Y la última parte de este análisis consiste en la determinación de los esfuerzos producidos en la estructura como resultado de los asentamientos diferenciales de los apoyos, aspecto que será tratado más adelante.

a) LINEAS DE INFLUENCIA

INTRODUCCION

En la práctica, el ingeniero proyectista trabaja con estructuras sujetas a cargas en movimientos; casi todas las estructuras están sometidas a cargas que se mueven de un lado al otro de sus claros, o cargas cuya posición puede ser variable. Como ejemplos del primer caso podemos citar los puentes para carreteras y ferrocarriles, y los marcos de las plantas industriales que soportan grúas viajeras o bandas transportadoras. Al segundo caso pertenecen los edificios que soportan muebles o cargas humanas; la disposición de esas cargas y la posición de la gente no pueden ser conocidas con exactitud, sus posibles posiciones son variables, por lo que hay que "desplazar" las cargas para definir los efectos más desfavorables sobre la estructura.

En estas estructuras las fuerzas internas varían no sólo con la magnitud de las cargas, sino también con sus posiciones. Así, en el diseño de un miembro determinado, como el de un miembro de la armadura de un puente, se incluye la determinación de la posición de la carga, o del conjunto de cargas en movimiento que produzca la fuerza máxima en el miembro. Por lo tanto, el ingeniero tiene la tarea de localizar las cargas de manera que produzcan los efectos máximos en los distintos puntos de la estructura.

Una manera de atacar este problema sería analizar la estructura para varias posiciones de las cargas en movimiento y elegir las que produzcan el efecto máximo; es claro que éste es un procedimiento relativamente rudimentario y por lo general ineficaz, excepto para las estructuras y cargas más sencillas.

En ocasiones es posible determinar por inspección donde se situarían las cargas que harían surgir las fuerzas críticas, pero en muchas otras se necesita recurrir a ciertos criterios o trazar determinados diagramas para ubicar dichas cargas. La más útil de estas técnicas es la de las "Líneas de Influencia".

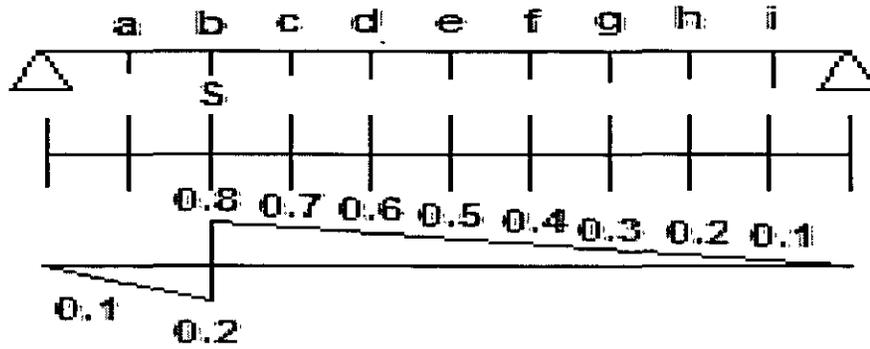
El concepto de línea de influencia muestra gráficamente la forma en que el movimiento de una carga unitaria a lo largo de una estructura, influye en cierto efecto mecánico respecto a un punto. Entre los efectos que pueden considerarse están las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas axiales, deflexiones, etc.

La línea de influencia puede definirse como una gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el sentido de cierto efecto en un punto de una

estructura, a medida que una carta unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma. Cada ordenada del diagrama define el valor de la función, respecto a un punto, cuando una carga unitaria móvil se encuentra colocada en el sitio correspondiente a dicha ordenada. Es importante tomar en cuenta que una Línea de influencia se refiere siempre a los efectos en un punto fijo.

Para fijar ideas respecto a la definición de líneas de influencia considérese el siguiente ejemplo:

En la figura se tiene la línea de influencia para cortante en el punto "S" de la viga simplemente apoyada. La función o efecto mecánico que representa el diagrama es, como ya se dijo, fuerza cortante, y está referida al punto "S"; así, cada ordenada representa el valor de la fuerza cortante en el punto "S" cuando hay una carga unitaria colocada en esa ordenada. Entonces si colocamos una carga unitaria en el punto "f" produce, en el punto "S", una fuerza cortante de 0.4 unidades de fuerza, siendo 0.4 la ordenada correspondiente al punto "f".



Línea de influencia para V_s (cortante en "S").

Ahora si consideramos el diagrama de fuerza cortante para la viga de la figura, con una carga unitaria aplicada en el punto "f" obtenemos la siguiente figura:

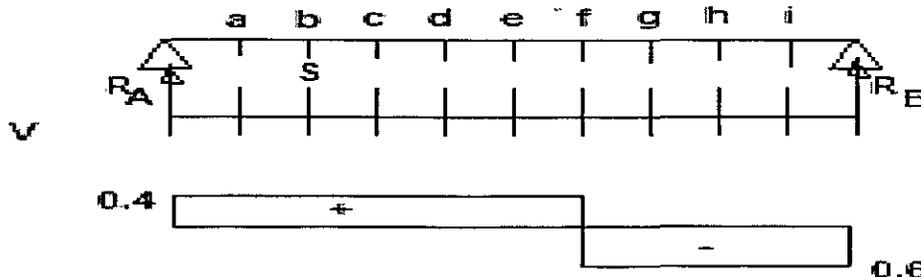


Diagrama de fuerza cortante para la viga, con una carga aplicada en el punto "F".

Vemos que ciertamente al aplicar una carga unitaria en el punto "f", hay una fuerza cortante de 0.4 unidades en el punto "S", tal como la habíamos determinado. De

aquí se puede comprender la definición de línea de influencia y la diferencia que existe entre una línea de influencia para cortante y un diagrama de fuerza cortante (en este caso), que se refiere a la fuerza cortante en toda la viga cuando la carga está en un punto fijo, en tanto que la línea de influencia para cortante nos da el cortante respecto a un punto fijo, para cualquier posición de la carga a lo largo de la viga.

La línea de influencia permiten localizar las posiciones de la carga viva que produzcan los efectos máximos para diversos puntos de la estructura; evidentemente, cada punto tendrá su línea de influencia correspondiente a partir de la cual se determinarán las posiciones críticas de la carga para ese punto.

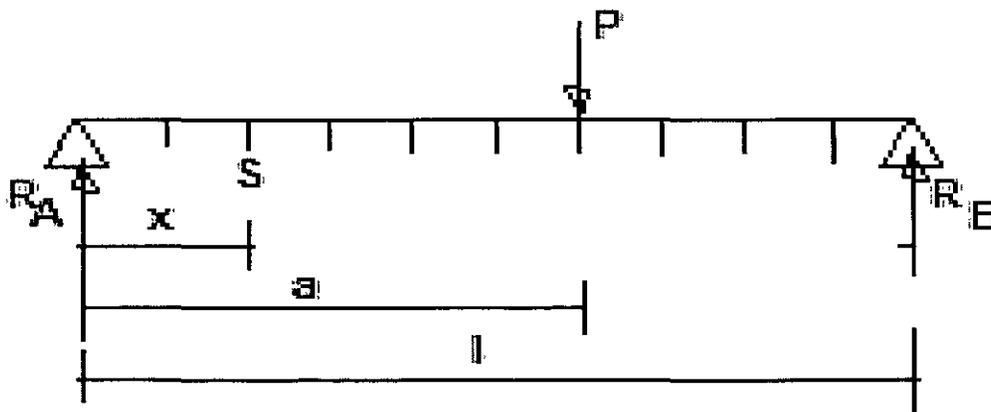
En lo que sigue se desarrollará la construcción de las líneas de influencia de fuerza cortante y momento flexionante para puentes simplemente apoyados y para puentes continuos, ya que en base a estos elementos mecánicos (cortante y momento flexionante) se tienen los principales factores para el diseño (en sí, las líneas de influencia están desarrolladas para vigas isostáticas e hiperestáticas, pero las denominamos para puentes simplemente apoyados y continuos, respectivamente, ya que para el análisis de estas estructuras está enfocada esta sección.

LINEAS DE INFLUENCIA EN PUENTES SIMPLEMENTE APOYADOS

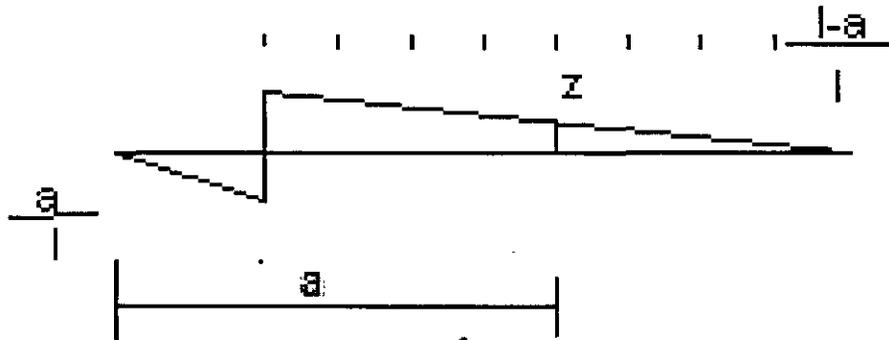
Líneas de influencia para cortante en un punto.

El diagrama de líneas de influencia para cortante en el punto "S", proporciona el cortante en "S" para cualquier posición "a" de una carga.

En la siguiente figura, la viga simplemente apoyada está sujeta a una carga "p" aplicada a una distancia "a" del apoyo izquierdo; la reacción en el apoyo "A" es $R_A = P(L-a)/L$ y la reacción en el apoyo "B" es $R_B = Pa/L$.



Cuando la carga "P" se encuentra a una distancia $a > x$, el cortante en el punto "S" será igual a la reacción en el apoyo "A" que es $R_A = P(L-a)/L$, y si la carga "P" se encuentra a una distancia $a < x$, el cortante en "S" está dado por la reacción en "B": $R_B = P.a/L$. Si consideramos una carga "P" unitaria, el diagrama de línea de influencia para cortante en el punto "S" tendrá como ordenadas a/L para $a < x$ y $(L-a)/L$ para $a > x$.



En la figura, La ordenada "z" para "a" representa el cortante en "S" cuando una carga unitaria se aplica en "a", y para obtener el cortante en "S" debido a una carga "p" aplicada en "a" bastará multiplicar la ordenada "z" por "p"

El cortante máximo, respecto a un punto, producido por una carga concentrada "p" que se desplaza a lo largo de la viga, se obtiene cuando la carga se coloca sobre ese punto (ya que, como podemos ver en la figura anterior, la ordenada máxima del diagrama de influencia se tiene en el punto en estudio).

En el caso de que $a > x$, el cortante en "S" tendrá como valor $P(L-a)/L$ y este valor es máximo cuando $a=x$. Por lo que, el cortante máximo para el punto "S" será el mayor absoluto proporcionado por las expresiones $P(L-x)/L$. Puede observarse que para $x < L/2$ regirá:

$$V_s = P \frac{(L-x)}{L} \quad \text{EC. 8}$$

y que para $x > L/2$ regirá:

$$V_s = -P \frac{x}{L} \quad \text{EC. 8'}$$

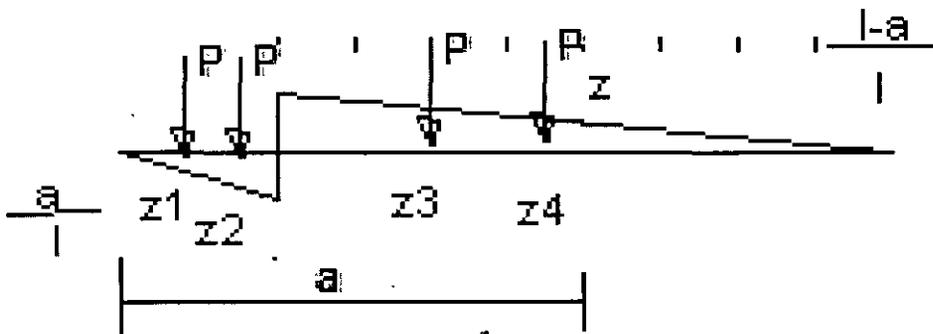
En caso de que $x = L/2$, ambas expresiones dan el mismo valor absoluto:

$$V_s = \frac{p}{2} \quad \text{EC. 8''}$$

Si sobre la viga actúan varias cargas P_1, P_2, P_3 y P_4 a distancias $a_1 < x, a_2 < x, a_3 > a_4 > x$, bastará aplicar el principio de superposición para obtener el cortante total en "S". Dicho cortante es:

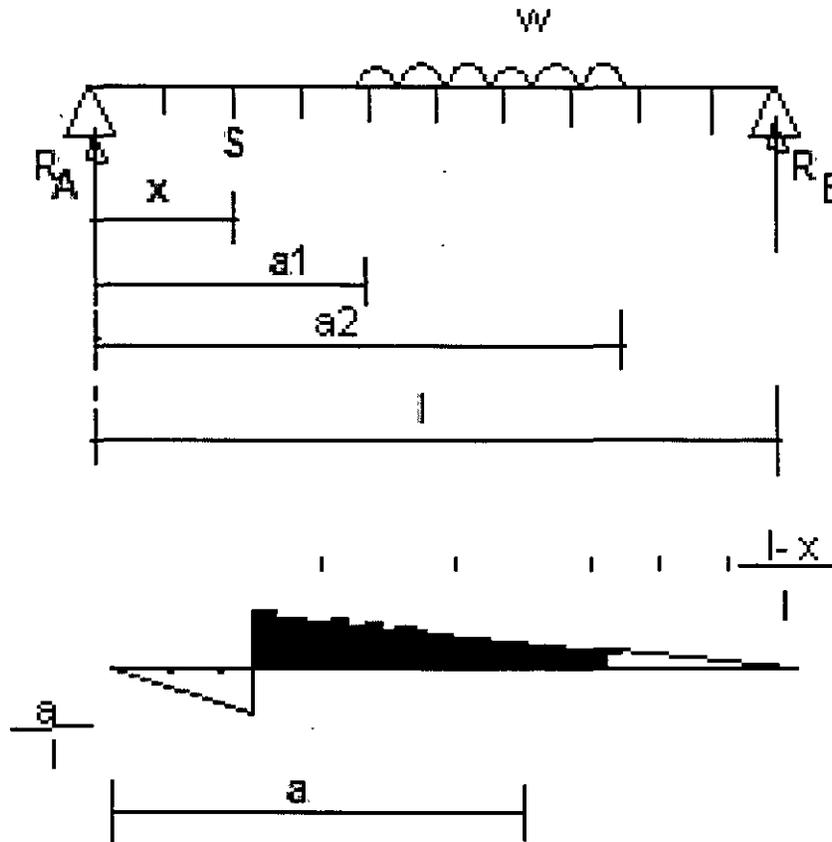
$$-p_1 \frac{a_1}{l} - p_2 \frac{a_2}{l} + p_3 \frac{(l-a_3)}{l} + p_4 \frac{(l-a_4)}{l} = p_1 z_1 + p_2 z_2 + p_3 z_3 + p_4 z_4$$

Donde $A_1/l = Z_1 = A$ La ordenada de la línea de influencia en el punto de aplicación de P_1 , y así sucesivamente (ver. Figura siguiente)



Si sobre la viga actúa una carga uniformemente repartida desde a_1 hasta a_2 , el cortante en "x" estará dado por la suma de todos los cortantes ocasionados por las diferenciales de carga, es decir, estará dado por la integral de la línea de influencia desde a_1 hasta a_2 , multiplicada por el valor de la carga repartida "w", que es igual a "w" veces el área bajo la línea de influencia entre a_1 y a_2 . Así para $a_1 > x, a_2 > x$ y $a_1 < a_2$ (fig. IV: 30), el cortante es "S" es:

$$w \left(\int_{a_1}^{a_2} \frac{(l-a_3)}{l} dx \right) = \frac{w}{l} \left(l \int_{a_1}^{a_2} da - \int_{a_1}^{a_2} ada \right) = \frac{w}{l} \left(l.a_2 - l.a_1 - \frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2} + c \right)$$



Si $a_1 = a_2$, el cortante vale cero, por lo que $C = 0$. Y el cortante en "S" está dado por:

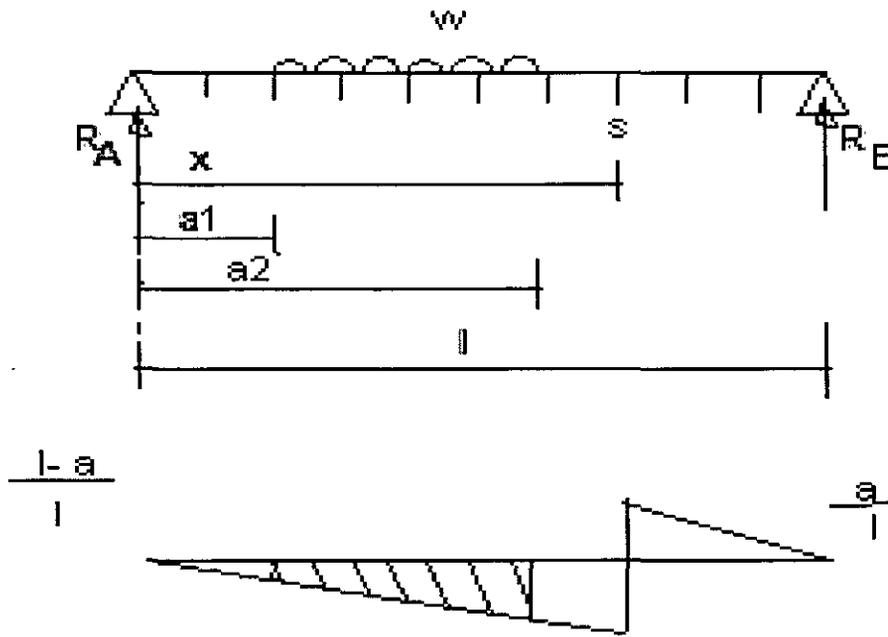
$$\frac{w}{l}(la_2 - la_1 - \frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2})$$

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = x$ hasta $a_2=L$, el cortante está dado por:

$$V_s = \frac{w}{2L}(l-x)^2$$

Para $a_1 < x$, $a_2 < x$ y $a_1 < a_2$ (ver figura siguiente), el cortante en "S" es:

$$w \left(\int_{a_1}^{a_2} -\frac{a}{l} da \right) = -\frac{w}{2l} (a_2^2 - a_1^2 + c)$$



Si $a_1 = a_2$, no existe cortante por lo que $C = 0$. Así el cortante en "S" está dado por:

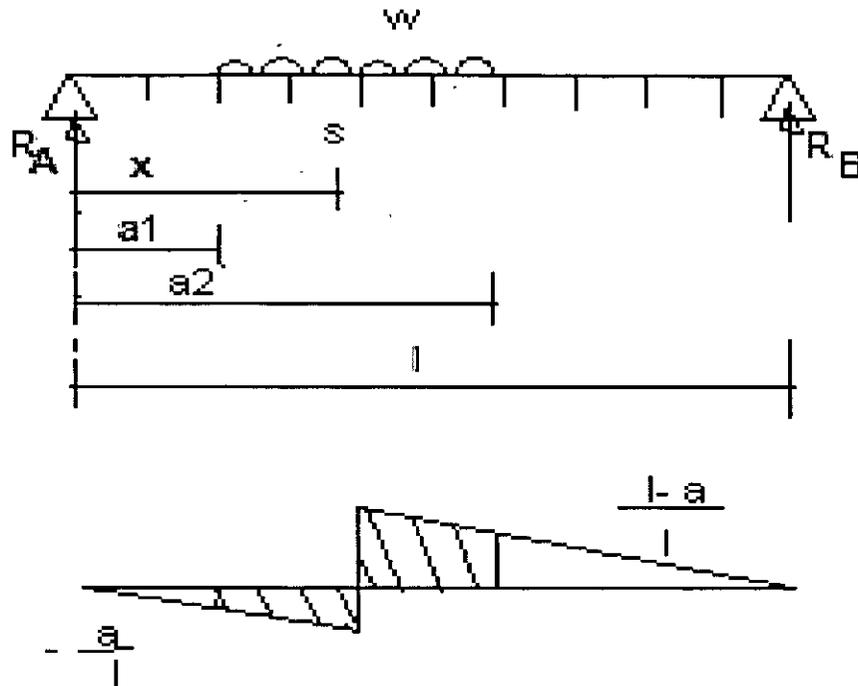
$$-\frac{w}{2l} (a_2^2 - a_1^2)$$

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2 = x$, el cortante en el punto "S" es:

$$V_S = -\frac{wx^2}{2L}$$

Para $a_1 < x < a_2$ (figura siguiente), el cortante en "S" es:

$$w \left(\int_{a_1}^x -\frac{a}{l} da + \int_{a_1}^x \frac{l-a}{l} da \right) = \frac{w}{l} \left(-\int_{a_1}^{a_2} a da + \int_x^{a_2} l da \right) = \frac{w}{l} \left(-\frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2} + l a_2 - lx + c \right)$$



Si $a_1 = a_2 = x$, el cortante vale cero, por lo que $C = 0$. Así el cortante en "S" está dado por

$$\frac{w}{l} \left(-\frac{a_2^2}{2} + \frac{a_1^2}{2} + la_2 - lx \right)$$

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2 = L$, el cortante en "S" esta dado por:

$$w \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

También para el caso de cargas uniformemente repartidas, la línea de influencia nos permite localizar porciones de la viga que debemos cargar para obtener el máximo efecto en el punto en estudio.

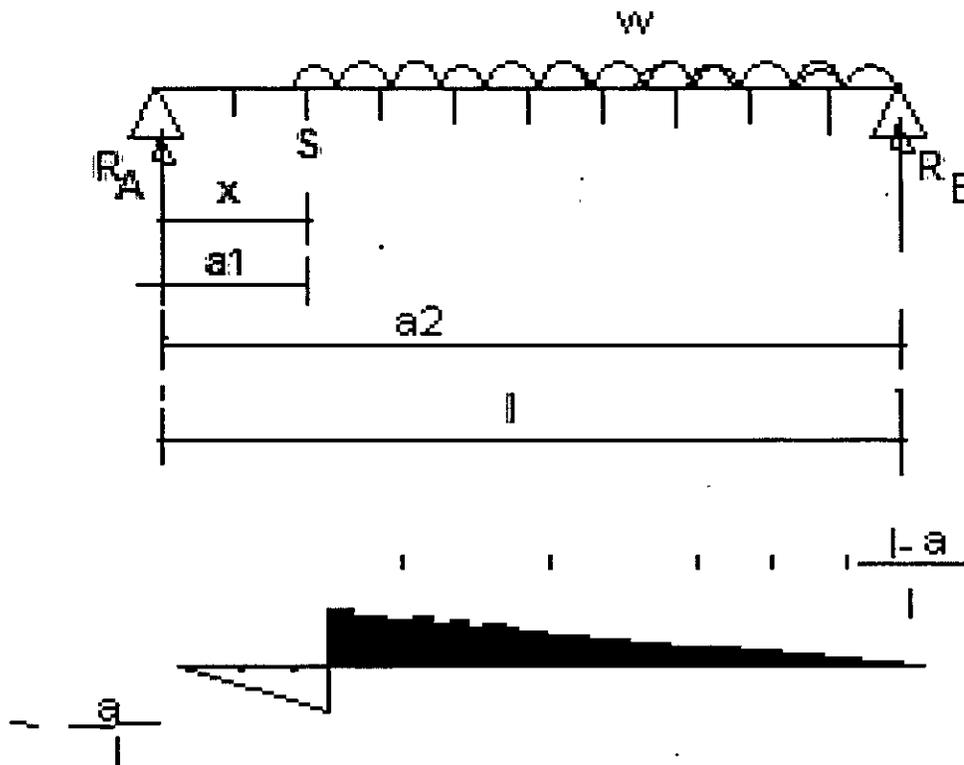
En el caso de puentes, se pueden presentar, para cargas uniformemente repartidas cualquiera de los casos mostrados en las figuras IV. 30 a IV.32, pero el

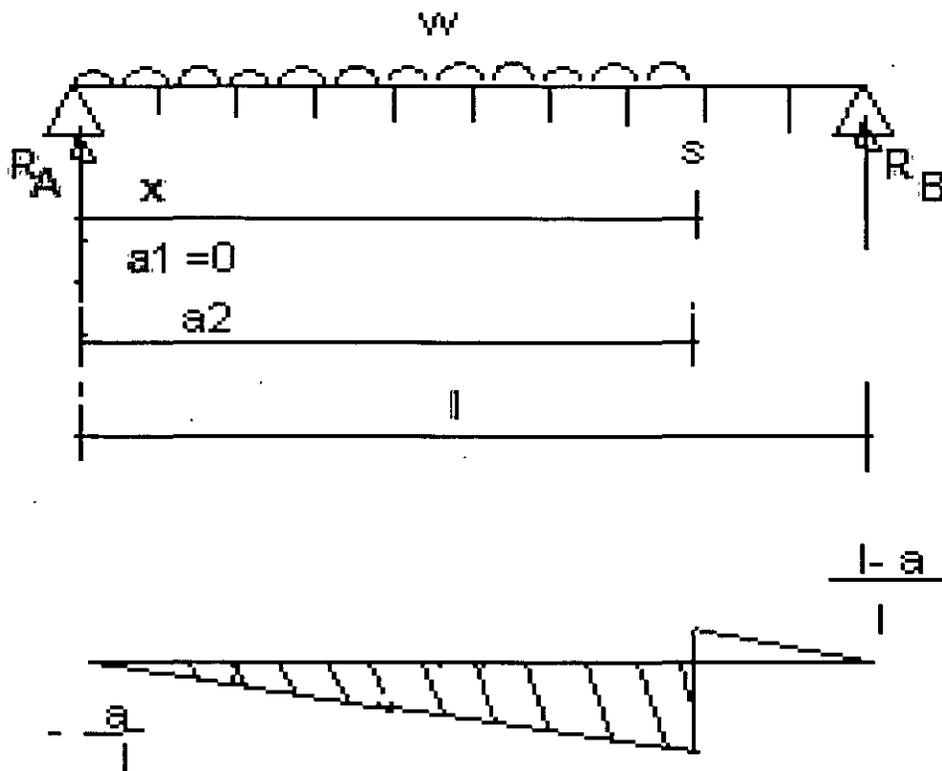
cortante a considerar en el diseño para cualquier punto "S", debe ser el mayor en valor absoluto. El cortante será máximo para un punto "S" cuando el área correspondiente a la parte cargada sea mayor. Así, en el caso de que "x" (posición del punto "S" respecto al apoyo izquierdo) sea menor que L/2, el cortante en "S" es máximo cuando la carga uniformemente repartida actúa desde el punto "S" ($a_1 = x$), hasta el apoyo derecho ($a_2 = L$, figura siguiente), y el cortante de diseño para el punto "S" está dado por:

$$V_s = -\frac{w}{2L}(l-x)^2 \quad \text{para } x \leq L/2 \quad \text{EC. 10'}$$

En el caso de que "x" sea mayor que L/2 el cortante "S" es máximo cuando la carga uniforme actúa donde el apoyo izquierdo ($a_1 = 0$) hasta el punto "S" ($a_2 = x$, fig. IV.34) y el cortante de diseño para el punto "S" está dado por:

$$V_s = -\frac{wx^2}{2L} \quad \text{para } x \geq L/2 \quad \text{EC. 10'}$$





2. Por último cuando $x = L/2$ el cortante máximo se dará cuando está cargada solamente la mitad izquierda, o solamente la mitad derecha, siendo el cortante máximo en el centro del claro, en valor absoluto:

$$V_d = \frac{wl}{8}$$

Para el análisis de puentes, La AASTHO especifica, respecto a la carga viva de camiones, que el tipo de carga a utilizar será la que produzca los máximos esfuerzos, ya sea la carga del camión tipo o la carga equivalente por carril. Para el caso de puentes simplemente apoyados, se incluye en aquel inciso una tabla en la que se consignan las longitudes hasta las que el camión tipo produce esfuerzos mayores que la carga equivalente por carril.

En el caso de regir la carga del camión tipo, el análisis por cortante se realizará considerando las descargas por eje del camión tipo. Así, el análisis por cortante se

realizará para las cargas concentradas de los ejes del camión de diseño; en el caso de los camiones tipo "H" se aplicarán dos cargas, considerando la carga del eje más pesado aplicada en el punto en estudio (punto "S") y la carga del eje ligero se aplicará hacia el lado (a la izquierda o derecha del punto "S") que produzca el efecto máximo. Si "X" (posición del punto "S" respecto al apoyo izquierdo) es menor que $L/2$ ($x < L/2$), la carga del eje ligero deberá colocarse a la derecha del punto "S" (como si el camión circulará de izquierda a derecha), y si $x > L/2$, la carga del eje ligero deberá colocarse a la izquierda del punto "S" (como si el camión circulara de derecha a izquierda). En el caso de camiones tipo "HS" se aplicarán tres cargas concentradas, considerando la carga del eje posterior aplicada en el punto en estudio (punto "S"), y las cargas de los otros ejes se aplicarán hacia la izquierda o derecha del punto "S", de manera que produzcan el efecto máximo: Si $x < L/2$ las cargas se colocarán a la derecha del punto "S" (como si el camión circulara de izquierda a derecha) y si $x > L/2$ sucederá el caso contrario; se pueden ver los espaciamientos entre ejes para los camiones tipo "HS".

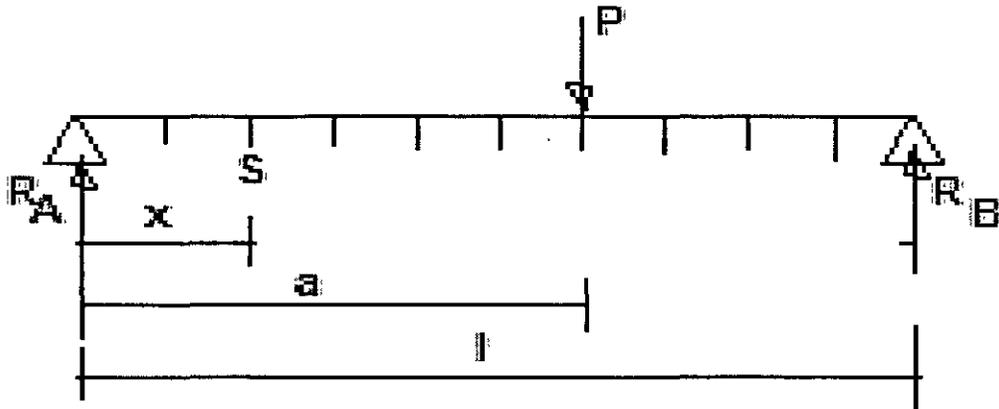
Las indicaciones anteriores respecto a la posición de las cargas por eje de los camiones tipo, se obtienen por inspección de la forma del diagrama de línea de influencia para cortante del punto en estudio, colocando las cargas más pesadas en los puntos del diagrama de ordenadas máximas, debiéndose respetar los espaciamientos entre ejes. De la forma de las líneas de influencia para cortante se desprende también que en el caso los camiones tipo "HS" la separación del eje posterior que produce el cortante máximo, en tramos simplemente apoyados, es igual a la separación mínimas de 4.27 m (14).

En el caso de regir la carga equivalente por carril, el puente se analiza para una carga uniforme repartida y una carga concentrada móvil; el efecto total de ambas cargas se calcula multiplicando la carga concentrada por su respectiva ordenada de la línea de influencia, y la carga uniforme por el área bajo la línea de influencia, correspondiente al tramo cubierto por ella.

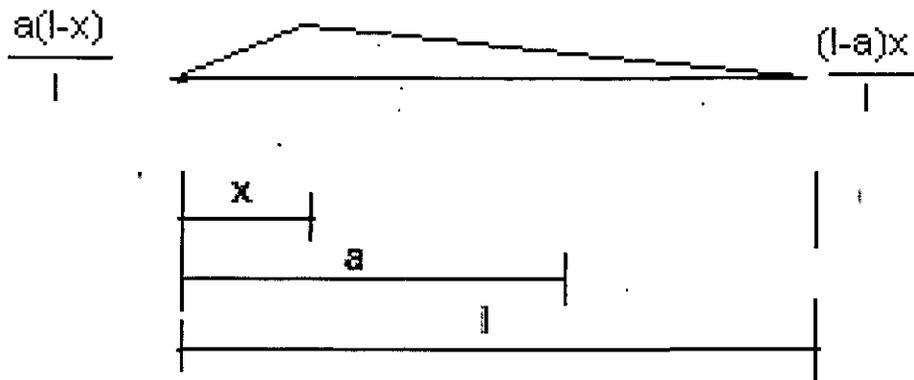
- Línea de influencia para momento en un punto.

El diagrama de línea de influencia para el momento en un punto "S", proporciona el momento "S" para cualquier posición "a" de una carga.

En la figura inferior, la viga simplemente apoyada está sujeta a una carga "p" aplicada a una distancia "a" del apoyo izquierdo; las reacciones en los apoyos son, como se indicó en el subinciso anterior: $R_A = P(L-a)/L$ y $R_B = P a/L$.



Cuando la carga "P" se encuentra a una distancia $a > x$, el momento en el punto "S" puede calcularse como el producto de R_A POR "x": $P(L=a)x/L$; y si la carga "P" se encuentra a una distancia $a < x$, el momento en el punto "S" puede calcularse como el producto de R_B por $(L=x)L$. Si consideramos una carga "P" unitaria, el diagrama del Línea de influencia para momento del punto "S" tendrá como ordenadas $(L=a) x/L$ si $a > x$ y $(L =x)L$ si $a < x$ (figura inferior).



En la figura la ordenada "z" representa el momento en el punto "S" cuando una carga unitaria se aplica en "a". Y el momento en "S" producido por "P" aplicada en "a" se determina multiplicando la ordenada "z" por "P".

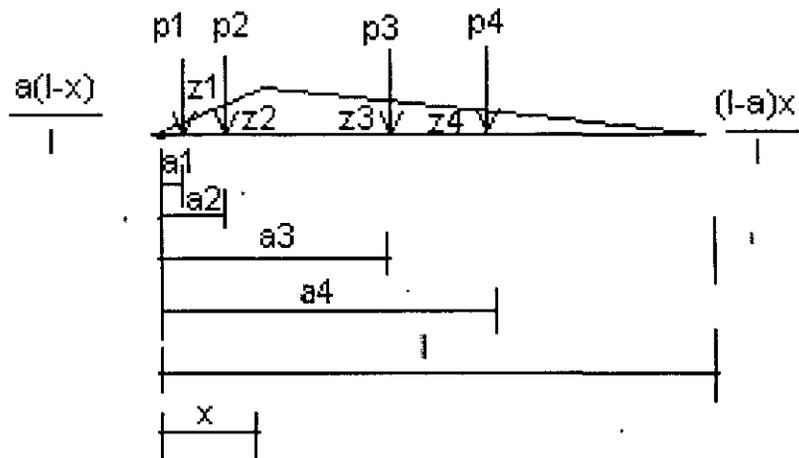
El momento máximo respecto a un punto, producido por una carga concentrada "p" que se desplaza a lo largo de la viga, se obtiene cuando la carga se coloca sobre ese punto; en el caso de que $a < x$, el momento en "S" tendrá como valor $P(L=a)$, el cual también es máximo cuando $a = x$. Por lo que el momento de diseño para el punto "S" con $a = x$ (carga aplicada sobre "S") será:

$$M_S \frac{Px(L=x)}{L}$$

Si sobre la viga actúan varias cargas P_1, P_2, P_3 y P_4 a distancias $a_1 < x, a_1 < x, a_2 < x, a_3 > x$ y $a_4 > x$, bastará aplicar el principio de superposición para obtener el momento total en "S". Dicho momento es:

$$P_1 \frac{a_1(l-x)}{l} + P_2 \frac{a_2(l-x)}{l} + P_3 \frac{(l-a_3)x}{l} + P_4 \frac{(l-a_4)x}{l} = P_1 z_1 + P_2 z_2 + P_3 z_3 + P_4 z_4 \quad \text{ec12}$$

Donde $a_1 (L = x)/L = z_1 =$ ordenada de la línea de influencia para el punto de aplicación de P_1 , y así sucesivamente (ver fig. IV.37).



Si sobre la viga actúa una carga uniforme repartida desde a_1 hasta a_2 , el momento en el punto "S" estará dado por la suma de todos los momentos ocasionados por las diferenciales de carga, es decir, estará dado por la integral o área bajo la línea de influencia desde a_1 hasta a_2 , multiplicada por el valor de la carga uniformemente repartida " w ". Así, para $a_1 > x, a_2 > x$, y $a_1 < a_2$ (ver fig. IV.38), el momento flexionante en "S" es:

FIGURA IV.38

Si $a_1 = a_2$, no existe carga y el momento flexionante vale cero, lo que $C = 0$. Así el momento flexionante en "S" está dado por:

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = x$ hasta $a_2=L$, el momento flexionante en el punto "S" está dado por:

Para $a_1 < x$, $a_2 < x$, y $a_1 < a$ (fig. IV.39), el momento flexionante en "S" es:

FIGURA IV:39):

Si $a_1 = a_2$ no existe carga, por lo que el momento flexionante vale cero, así $C = 0$. Y el momento flexionante en "S" esta dado por:

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2=x$, el momento flexionante en el punto "S" está dado por:

Para $a_1 < x < a_2$ (fig. IV.40), el momento flexionante en "S" es:

Si $a_1 = x = a_2$ el momento flexionante vale cero, por lo que $C = 0$. Así el momento flexionante en "S" está dado por:

FIGURA IV.40.

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2=L$, el momento flexionante en "S" está dado por:

En el caso de una carga uniformemente repartida desde $a_1 = 0$ hasta $a_2=L$, el momento flexionante en "S" está dado por:

EC.IV.13

Es obvio que los diagramas de línea de influencia para momento nos proporcionan, de la misma forma que los diagramas de línea de influencia para cortante, información respecto a la ubicación de la carga para producir el momento máximo. Debido a que en las vigas simplemente apoyadas sólo hay momento flexionante positivo, el momento positivo máximo en cualquier punto, para una carga uniformemente repartida, se obtiene cuando la viga está totalmente cargada, que es cuando corresponde al área máxima bajo el diagrama de línea de influencia para momento flexionante. Así, el flexionante a considerar en el diseño del punto "S" será.

EC.IV.13(repetida):

Ya en la sección anterior se habló de las especificaciones AASHTO respecto a la carga viva de camiones a considerar en el análisis de puentes.

En el caso de regir la carga del camión tipo, el análisis por momento flexionante se realizará de manera semejante a la que se expresa en la ecuación IV.12, considerando las descargas por eje, que se pueden encontrar en las figuras IV.19 y IV.21. Si el camión diseño es tipo "H" se consideran dos cargas concentradas, aplicando la carga más pesada en el punto en estudio y la carga más ligera hacia el lado que produzca el efecto máximo (en la figura IV.19 se puede encontrar el espaciamiento entre ejes); si la posición del punto en estudio ("S") respecto al apoyo izquierdo ("x") es menor que $L/2$, la carga más ligera deberá colocarse a la derecha del punto "S" (como si el camión circulara de izquierda a derecha), y si $x > L/2$ la carga del eje ligero deberá colocarse a la izquierda del punto "S". Si el camión de diseño es tipo "HS" se considerarán tres cargas concentradas, cuyo espaciamiento y magnitudes se especifican en la figura IV:21. La carga del eje

central se colocará en el punto en estudio, la del eje posterior en el lado menor inclinación del diagrama y la del eje delantero en el lado de mayor inclinación del diagrama. En el caso de puentes chicos cuya longitud sea un poco mayor o menor que la longitud del camión tipo, las cargas por eje se deberán colocar en los puntos de ordenadas máximas, respetando la separación entre ejes (esta observación es aplicable también para el análisis de fuerza cortante). Las indicaciones anteriores respecto a la ubicación de las cargas por eje se obtienen por inspección de la forma de los diagramas de línea de influencia para momento flexionante, ubicando las cargas por eje más pesadas en los puntos de ordenadas máximas.

En el caso de regir la carga equivalente por carril, el puente se analizará para una carga concentrada móvil y otra uniformemente repartida, correspondientes al camión de diseño; en la figura IV:20 se encuentran los valores de estas cargas. Así, para el diseño por momento flexionante de cualquier punto "S", el momento flexionante máximo en ese punto, producido por la carga concentrada, lo obtenemos de la ecuación IV:11, y el producido por la carga uniformemente repartida, de la ecuación IV:13. Y como ya se indicó, el efecto total de las dos cargas es igual a la suma de sus efectos parciales.

IV.4.2.1.c LINEAS DE INFLUENCIA CUALITATIVAS

Las líneas de influencia construidas en la sección anterior, para las que se calculan valores numéricos de sus ordenadas, se denominan "Líneas de Influencia Cuantitativas". Es posible, sin embargo, esquematizar muy aproximadamente diagrama de influencia con suficiente exactitud para muy diferentes aplicaciones, sin tener que calcular valores numéricos: A estos últimos diagramas se les denomina "Líneas de Influencia Cualitativas".

En esta sección se incluyen las líneas de influencia cualitativas, antes de abordar el tema de Líneas de Influencia en puentes continuos, ya que ayudan a visualizar la forma de estas Líneas en esos puentes, además de que sirven para determinar en forma muy aproximada la posición crítica de las cargas respecto a un punto dado.

Las líneas de influencia cualitativas se basan en el principio de Müller Bresiau, que puede anunciarse como sigue: Si una componente de esfuerzo interno o una componente de reacción se considera aplicada en un punto y de dicha aplicación flexione o desplace una estructura, la curva de la estructura flexionada o desplazada será, en escala proporcional, la Línea influencia para los esfuerzos o componentes de reacción. Este principio se aplica a vigas, marcos continuos, estructuras articuladas y a estructuras determinadas o indeterminadas.

Para ejemplificar el uso de las Líneas de influencia cualitativas, supóngase que se necesita determinar que claros de una viga continua de seis claros deben cargarse con una carga uniforme para causar un momento positivo (compresión en la cara superior) máximo en el claro BC de la figura IV.41. Se supone que la viga tiene una articulación en ese punto del claro y se aplican pares con un sentido tal que causen compresión en la cara superior la viga se flexionará como se muestra en la figura citada.

Cualquier valor que tienda a regresar la viga a su posición normal causará el mismo esfuerzo debido a flexión (compresión en la cara superior) en la sección dada, que los pares aplicados. Resulta obvio pues, que los claros BC, DE y FG deberán cargarse, si se desea un momento positivo máximo en el centro del claro BC, Naturalmente que el efecto de la carga en el claro FG sobre el momento en el centro del claro BC es despreciable (ref. 40).

FIGURA IV.41. Línea de influencia cualitativa momento. Al centro de un claro.

Si se desea determinar el momento máximo en C, se articulan ese punto y se aplica un par adyacente a cada uno de sus lados (de modo que causen tensión en la cara superior); La viga se flexionará como se muestra en la figura IV.42. Se observa entonces que los claros BC, CD y EF deben cargarse.

FIGURA IV.42. Línea de influencia cualitativa para Momento en un apoyo.

Supóngase que se requiere encontrar la posición de la carga uniformemente repartida que del cortante positivo máximo en una sección a la derecha de B. La viga se corta en la sección dada, se inserta un rodillo y un dispositivo de desplazamiento y se aplican dos fuerzas verticales de igual magnitud a los extremos de la viga, adyacentes al dispositivo. Cada fuerza actúa con el sentido requerido para dar la fuerza cortante del signo deseado en la sección. La viga flexionada y por lo tanto la línea de influencia cualitativa, se muestran en la figura IV.43.

FIGURA IV.43. Línea de influencia cualitativa para cortante.

Los tramos a cargar para obtener el cortante máximo positivo en la sección en estudio son:

Los tramos AB, DE, FG y la porción correspondiente al tramo BC.

En la figura IV.44 se muestran otros ejemplos de Líneas de influencia cualitativas para vigas hiperestáticas.

Si se desea la Línea de influencia para la reacción izquierda de la viga continua de la figura IV.44, su configuración general podrá determinarse haciendo que la reacción actúe hacia arriba una distancia unitaria, como se muestra en la figura IV.44b. Si el extremo izquierdo de la viga se empuja hacia arriba adoptará la forma mostrada en la figura citada. La máxima reacción izquierda (en "A") se obtendrá para este caso, cargando los tramos AB y CD.

Nótese que un conjunto de cargas verticales colocadas sobre los segmentos positivos de las Líneas de influencia producen valores positivos de una cantidad deseada. Si se colocan las cargas sobre las porciones negativas de las Líneas de influencia se tendrá como resultado los valores máximos de éstas cantidades con signo opuesto. Así, si en la figura IV.44.d, que es la Línea de influencia para momento positivo en "x". Este ejemplo ilustra la importancia de las Líneas de influencia, y del principio de Müller-Breslau en particular, para establecer los patrones de carga para las estructuras.

FIGURA IV.44 Líneas de influencia cualitativas.

Se debe tener cuidado al trazar las Líneas de influencia cualitativas para momento flexionante en algunos puntos de la viga continua: si el punto está en la porción media, de la viga, la Línea de influencia tiene la forma que aparece en la figura IV.45^a (no cambia de signo en el claro); sin embargo, si el punto está cerca de un apoyo, la forma de la Línea de influencia se muestra en la figura IV.45b, y cambia de signo en el mismo claro. El punto de transición "F" se llama "Punto fijo" de la Línea de influencia, y se localiza aproximadamente a la cuarta parte del claro; coincide con el punto de inflexión cuando se aplica un momento en el apoyo del extremo lejano de la viga y no hay otras cargas en el claro (Ref. 39).

FIGURA IV.45. Líneas de influencia para el momento a uno y otro lado del punto fijo.

V.4.2.1.d LINEAS DE INFLUENCIA EN PUENTES CONTINUOS

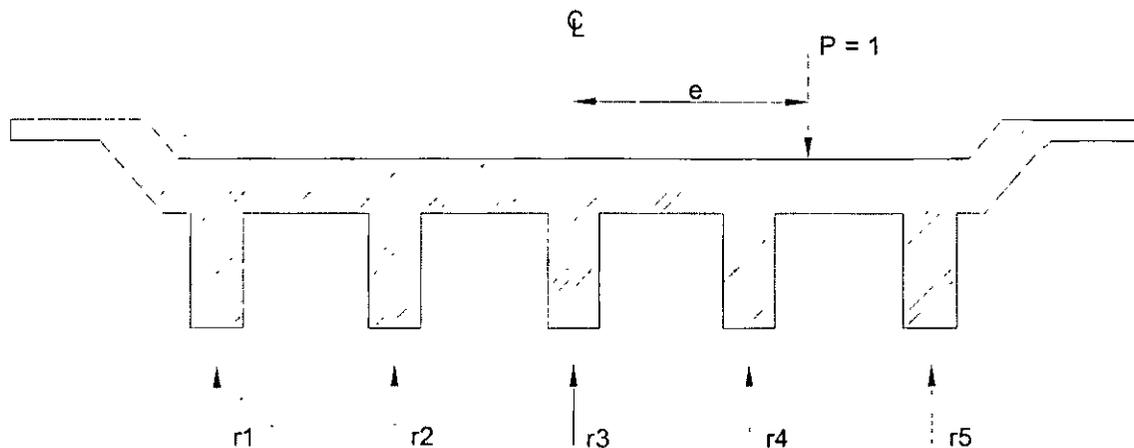
La utilización de las líneas de influencia en estructuras estáticamente indeterminadas es similar a la que correspondió a las estructuras isostáticas o estáticamente determinadas; permiten localizar los puntos críticos por carga viva y calcular los elementos mecánicos respecto a un punto, para diversas posiciones de las cargas. Las líneas de influencia en vigas hiperestáticas no son tan fáciles de obtener como en el caso de vigas isostáticas, en las que se definieron las expresiones para el cálculo de la fuerza cortante máxima y el momento flexionante máximo, para las posiciones críticas de la carga respecto a cualquier punto "S". En el caso de vigas continuas, el desarrollo de las líneas de influencia es similar, pero se requiere primeramente resolver la viga hiperestática y obtener los momentos en los nudos en función de una posición generalizada de la carga unitaria móvil.

ANALISIS TRANSVERSAL.

INTRODUCCIÓN.

El análisis transversal tiene por objeto determinar (aproximadamente) el efecto, sobre las vigas longitudinales, que produce la excentricidad de la carga viva que actúa en un puente.

Más concretamente, el análisis transversal consiste en la determinación, mediante el uso de métodos simplificados, de unos coeficientes denominados coeficientes de distribución transversal que indican la porción de una carga concentrada unitaria P que resiste cada una de las vigas longitudinales del puente, cuando dicha carga actúa con una excentricidad e .



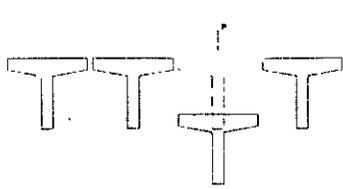
Es evidente, que el valor de los coeficientes de distribución transversal dependerá principalmente de la rigidez de la sección transversal, en particular de la rigidez de las vigas transversales, si estas existen.

Esta rigidez transversal puede variar en un rango muy amplio que va desde las vigas longitudinales fuera independiente de las rasantes, sin ninguna conexión (Fig. siguiente), por lo que toda la carga sería soportada por la viga sobre la que actúa, lo que corresponde a un coeficiente de distribución igual a uno para esa viga, y cero para las demás. En el caso de la rigidez transversal infinita, se considera que la deformación transversal bajo la acción de la carga será siempre recta (Fig. siguiente), por lo que la carga será soportada por todas las vigas longitudinales. Sin embargo, en la realidad, la rigidez transversal corresponde comunmente a un caso intermedio de los dos anteriores, con una deformación semejante a la indicada en la figura siguiente b. En este caso, como el anterior, la carga es soportada por todas las vigas longitudinales.

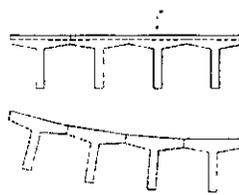
Como ya se dijo, la obtención de los coeficientes de distribución se realiza mediante métodos simplificados. Ahora bien, la diferencia entre estos métodos simplificados estriba en la idealización que hacen de la sección transversal del puente.

Se pueden distinguir dos grupos de métodos simplificados, según sus consideraciones:

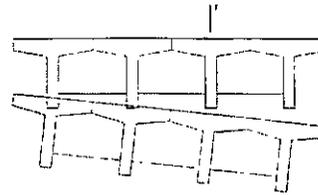
- a) Métodos en los que se consideran condiciones especiales de rigidez y apoyo de las vigas transversales.



Rigidez transversal nula



rigidez transversal finita



rigidez transversal infinita

Reparto transversal de la carga.

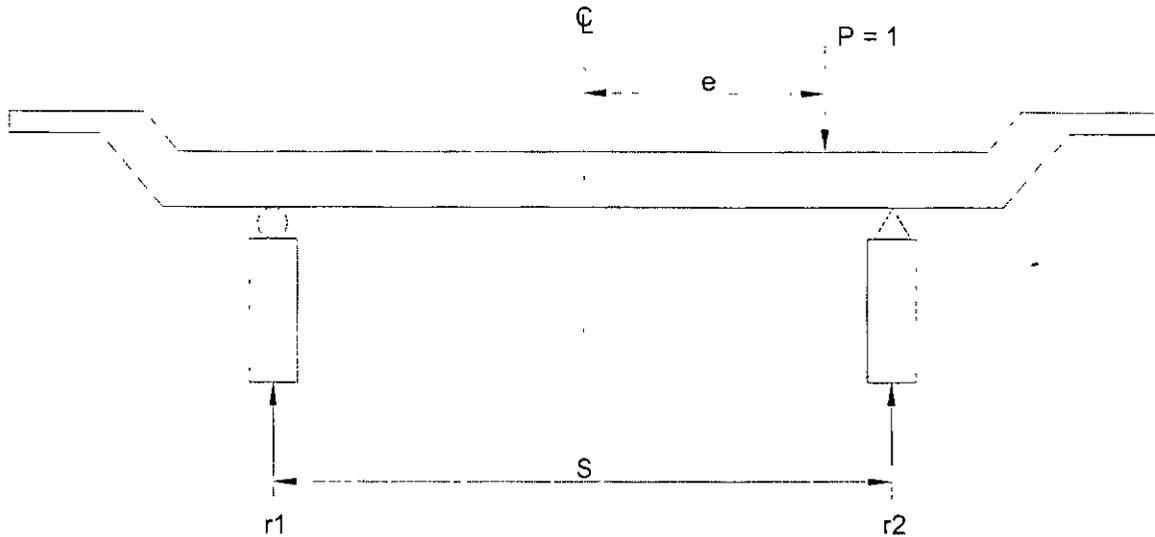
- b) Métodos que consideran la superestructura del puente como una losa ortotrópica.

En lo que se presentan los métodos de la viga isostática, el de Courbon y el de Leonhardt, que pertenecen al primer grupo de métodos, y se hace una breve descripción de las consideraciones del método de Guyon-Massonet Rowe basado en la losa ortotrópica.

IV.4.3.2 METODO DE LA VIGA ISOSTATICA.

Este método se aplica a puentes soportados por dos vigas longitudinales. Se considera a la sección transversal del puente como una viga simplemente apoyada en los ejes de las vigas longitudinales.

Los coeficientes de distribución transversal están dados por las reacciones en las vigas longitudinales al actuar sobre el puente una carga P unitaria con excentricidad e .



Método de la viga isostática.

Los coeficientes son:

$$r_1 = \frac{1}{2} - \frac{4}{5}e$$

$$r_2 = \frac{1}{2} + \frac{4}{5}e$$

donde:

r_1 = Coeficiente de distribución transversal para la viga longitudinal izquierda.

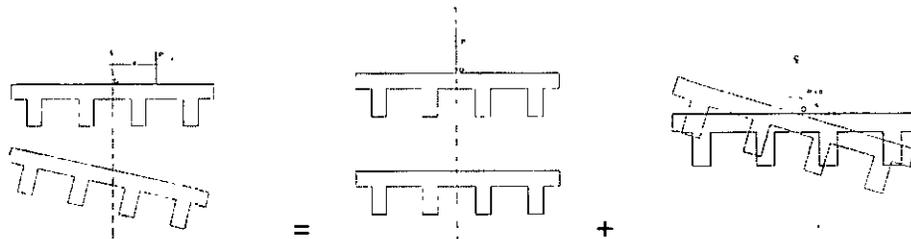
r_2 = Coeficiente de distribución transversal para la viga longitudinal derecha.

e = Excentricidad de la carga.

IV.4.3.3. METODO DE ENGESSER-COURBON.

En este método se considera que las vigas transversales son infinitamente rígidas, por lo que no se deformarán ante la acción de las cargas, sólo sufrirán desplazamientos de cuerpo rígido donde sus ejes permanecen siempre rectos antes y después de las cargas. Este método constituye el caso indicado en la figura siguiente:

Consideramos la sección transversal de la superestructura en la que se aplica una carga P con una excentricidad e respecto al eje del puente. El desplazamiento total del diafragma se puede dividir en dos desplazamientos elementales, para esto consideramos que la carga P está situada en el eje del puente y que actúa un momento exterior de magnitud $P'e$; ambos efectos, carga y momento, representan la misma situación inicial.



Descomposición de carga en el método de Courbon.

Por efecto de la carga P situada en el eje del puente, se produce un desplazamiento vertical del diafragma, de modo que cada larguero toma una fracción de la carga en forma proporcional al número de traveses y a las inercias de las mismas, ya que se supone que el puente es recto y todas ellas del mismo claro, con lo que tienen la misma flecha. Entonces, se tiene que la carga $P'n$ que actúa sobre la viga n es:

$$P'n = P \frac{I_n}{\sum I_n}$$

siendo I_n La inercia de la trabe enésima.

Por efecto del momento $P'e$ se produce un giro de la viga transversal alrededor del eje de puente, y por este concepto cada larguero tomará una carga tal que es proporcional a su momento de inercia y a la distancia X_n de la trabe al eje del puente (punto 0); las traveses simétricas tomarán la misma carga en valor absoluto,

pero de signo contrario, de modo que la suma de los momentos de las cargas que toman las vigas longitudinales respecto al eje del puente sea igual al momento exterior $P'e$. y la carga que recibe la trabe n es:

$$P''_n = K X_n I_n$$

Considerando el equilibrio de momentos, respecto a 0, de todas las fuerzas actuantes sobre el tablero, se deduce:

$$P'e = \sum P$$

$$P'e = \sum P''_n X_n = K \sum X_n^2 I_n$$

donde:

$$K = \frac{P'e}{\sum X_n^2 I_n}$$

La carga sobre la viga enésima vale:

$$P''_n = P'e \frac{X_n I_n}{\sum X_n^2 I_n}$$

Finalmente, la carga total que soporta cada trabe es:

$$P_n = P'_n + P''_n = P \frac{I_n}{\sum I_n} \left(1 + e \frac{X_n \sum I_n}{\sum X_n^2 I_n} \right)$$

y se debe comprobar la igualdad de fuerzas verticales:

$$\sum P_n = P$$

Por consiguiente, los coeficientes de distribución transversal son, para cada viga:

$$\Gamma_n = \frac{I_n}{\sum I_n} \left(1 + e \frac{X_n \sum I_n}{\sum X_n^2 I_n} \right)$$

Si todas las vigas son iguales, y su número es N , el coeficiente de distribución transversal para la viga n es:

$$\Gamma_n = \frac{1}{N} \left(1 + e \frac{X_n N}{\sum X_n^2} \right)$$

En las ecuaciones anteriores la distancia X_n tiene signo positivo, si la carga está del mismo lado, respecto al eje del puente, que la carga y signo negativo, en caso contrario. En las sumatorias indicadas n varía desde 1 hasta N .

IV.4.3.4. METODO DE LEONHARDT.

Leonhardt desarrolló su método bajo las siguientes limitaciones:

- a) Vigas longitudinales con momento de inercia constante.
- b) Vigas longitudinales libremente apoyadas en sus extremos.
- c) Viga transversal apoyada en los puntos medios de las vigas longitudinales, despreciando los efectos de torsión.

Leonhardt consideró un emparrillado constituido por una viga transversal apoyada en los puntos medios de vigas longitudinales igualmente espaciadas. Al actuar una carga vertical unitaria sobre la viga k (Fig.IV.93) el conjunto se deforma apareciendo las reacciones $\Gamma_{1k}, \Gamma_{2k}, \dots, \Gamma_{nk}$, en las vigas longitudinales. Estas reacciones se denominan coeficientes de distribución transversal para la viga k' y se obtienen igualando la deformación de la viga transversal con las de las vigas longitudinales.

Leonhardt define como grado de rigidez (g), para tableros formados por vigas longitudinales igualmente espaciadas y de momento de inercia constante:

$$g = \frac{\eta}{(2\lambda)^3} \quad (1)$$

Donde η es la relación entre los momentos de inercia de la viga transversal (I_T) y de las vigas longitudinales (I_L):

$$\eta = \frac{I_T}{I_L} \quad (2)$$

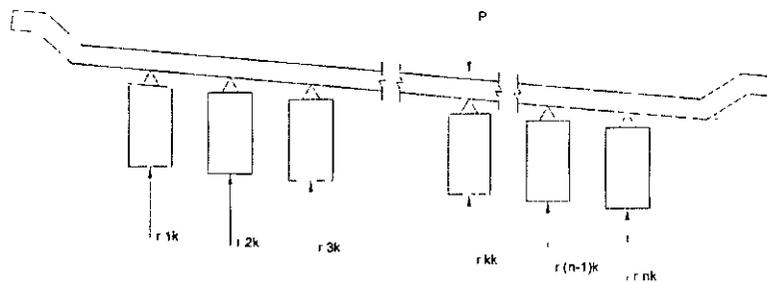
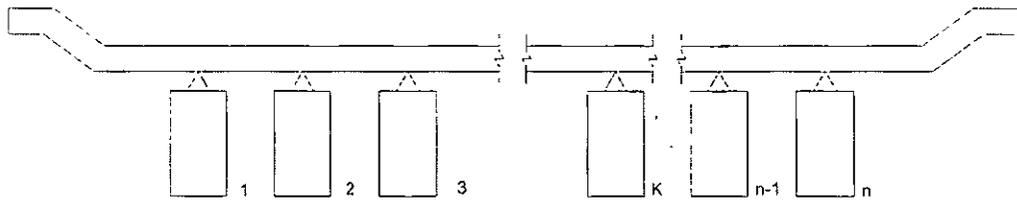
Por otra parte, λ es la relación entre la separación centro a centro de largueros (d) y la longitud del puente (L):

$$\lambda = \frac{d}{L} \quad (3)$$

Sustituyendo (2) y (3) en (1):

$$g = \frac{I_T / I_L}{(2d / L)^3} = \frac{I_T}{I_L} \left(\frac{L}{2d} \right)^3$$

Por lo que el grado de rigidez es un parámetro que depende exclusivamente de las propiedades geométricas del puente.



Método de Leonhardt.

Existen tablas se presentan los coeficientes de distribución transversal para los distintos grados de rigidez en emparrillados conteniendo desde 3 hasta 6 vigas longitudinales tomando en cuenta las limitaciones anteriores.

Leonhardt amplía su estudio para tableros donde las vigas extremas tienen distinto momento de inercia respecto a las vigas interiores, pero igual entre sí, por lo que:

$$I_z = I_1 = I_n; I = I_2 = I_3 \dots = I_{n-1}$$

Llamando:

$$I = \frac{I_z}{I_L}$$

por lo que, en general, para este caso:

$$\gamma_{LK} = f(g, I)$$

En las figuras IV.94 a IV.97, se encuentran las expresiones algebraicas para la obtención de los coeficientes de distribución transversal en función del grado de rigidez (g) y la relación entre los momentos de inercia exterior e interior de las vigas longitudinales (I), tomando en cuenta el caso particular que si todas las vigas tienen el mismo momento de inercia, el valor de (I) se hace unitario y las expresiones proporcionan los mismo valores que están ya tabulados.

3. METODO DE GUYON-MASSONET-ROWE

El método de Guyon-Massonet-Rowe es aplicable en aquellos casos en los que las vigas longitudinales del puente sean numerosas y cercanas entre si, con lo que se le pueden atribuir a la superestructura un comportamiento de losa ortotrópica, en la que las propiedades mecánicas en el sentido longitudinal están dadas por las vigas longitudinales del puente, y las propiedades mecánicas transversales, por las vigas transversales o por la misma sección transversal del puente.

Bajo esta consideración de la losa ortotrópica, Guyón (1946) estudió el tablero de un puente suponiendo nula la rigidez a la torsión de los elementos; posteriormente Massonet (1950), tomó en cuenta la rigidez a la torsión, pero no incluyó el efecto del coeficiente de Poisson, cuya influencia fue analizada más tarde por Rowe (1956).

IV.4.3.6. COMENTARIOS A LOS METODOS DE DISTRIBUCION TRANSVERSAL.

El método de Engesser-Courbon es ideal para los primeros tanteos, ya que da valores bastante aceptables con una gran sencillez de aplicación, aunque se debe prever que las vigas transversales tengan bastante rigidez, sin olvidar que se puede obtener una mayor aproximación a medida que las vigas transversales sean más rígidas. Es aconsejable verificar por otro método que tome en cuenta, por lo menos, las rigideces relativas de las vigas longitudinales y transversales cuando se trate de proyectos definitivos, ya que corre el riesgo de encontrarse del lado de la inseguridad, por la posibilidad de que las vigas transversales no sean suficientemente rígidas respecto a las longitudinales.

El método de Leonhardt es de mayor confianza por tomar en cuenta las rigideces relativas de sus elementos. Además nos brinda la posibilidad de calcular puentes continuos, y que las vigas transversales excéntricas con respecto al centro del claro, y que las vigas longitudinales pueden ser de sección variable. Una dificultad de este método estriba en que sólo comprende emparrillados que tienen 3 a 6 vigas longitudinales. Otra desventaja de este método es el despreciar los efectos de torsión, que posiblemente en algunos casos tengan cierta importancia (Referencia 30).

El proceso de análisis transversal se resume a continuación:

- a) Se elige el método más adecuado para el puente en estudio.
- b) Se determina la excentricidad más desfavorable de la carga viva para cada viga longitudinal.
- c) Se calculan los coeficientes de distribución transversal para todas las vigas longitudinales con el método y excentricidades elegidas.

Una vez determinados los coeficientes de distribución transversal se realiza el enlace entre los análisis longitudinal y transversal para obtener los elementos mecánicos de diseño para cada viga longitudinal.

Los diafragmas finales de diseño, de cortante y de momento, se obtienen afectando los diagramas correspondientes, obtenidos en el análisis longitudinal, con los coeficientes de distribución transversal correspondientes a cada viga longitudinal, y sumándoles los cortantes o momentos, según sea el caso, producidos por la carga muerta y por los asentamientos diferenciales de los apoyos (en el caso de puentes continuos).

IV.4.4 ANALISIS LOCAL

IV.4.4.1 INTRODUCCION

El análisis local consiste, como ya se dijo en el inciso IV.4.1, en la determinación de los esfuerzos en la losa del puente producidos por las cargas concentradas de las ruedas del camión tipo. La determinación de estos esfuerzos es, en general, muy compleja ya que las condiciones de borde de las losas están influidas por los desplazamientos de las vigas longitudinales y transversales. Este problema se simplifica frecuentemente, para el cálculo de los esfuerzos, suponiendo condiciones de borde sencillas en cada placa. En particular, es usual suponer apoyo simple en el contorno o bien empotramiento sin desplazamientos verticales. Generalmente, a los resultados así obtenidos se les aplica un factor de corrección a fin de tomar en cuenta la continuidad de los apoyos con las losas vecinas. En lo que sigue se presentan los aspectos generales de algunos métodos para el cálculo de esfuerzos locales.

IV.4.4.2 METODO DE WESTERGAARD.

En la deducción de las fórmulas del método de Westergaard se consideran las ecuaciones de Lagrange, de flexión de placas, y la teoría de Nadai, que estudia la concentración de esfuerzos en el entorno de una carga uniforme sobre un círculo de diámetro c , suficientemente pequeño respecto al espesor de la placa; este círculo c simula la acción de la presión de una rueda de un vehículo. Se utiliza la notación de la figura IV.98. Se supone, un coeficiente de Poisson $\nu = 0.15$, que la dimensión longitudinal de la losa es infinita y que está simplemente apoyada en las vigas longitudinales adyacentes.

A continuación se presentan las fórmulas generales de los momentos que produce una carga puntual en una sección determinada de la losa. En la referencia 36 se particularizan estas fórmulas para algunos casos prácticos.

Fórmulas generales:

- a) Momentos en un punto $(-v,0)$ debidos a la carga P_1 , concentrada aplicada en (x,y) , suponiendo dicho punto fuera de la acción directa de la carga.

$$\left. \begin{array}{l} M_x \\ M_y \end{array} \right\} = 0.10536 P_1 \text{Log} \frac{A}{B} \pm 0.10625 \frac{P_1 Y}{S} \text{sen} H \frac{\pi Y}{S} \left(\frac{1}{B} - \frac{1}{A} \right)$$

$$M_{xy} = a10625 \frac{RY}{S} \left[\frac{1}{B} \text{SEN} \frac{\pi(X+V)}{S} + \frac{1}{\lambda} \text{SEN} \frac{\pi(X-V)}{S} \right]$$

donde: M_x = Momento flexionante transversal en la losa, por unidad de longitud

M_y = Momento flexionante longitudinal en la losa, por unidad de longitud.

M_{xy} = Momento torsionante en la losa, por unidad longitud.

3.3 Fundamentos de Análisis

METODO DE LAS RIGIDECES

Es un método de análisis general para estructuras que se puedan modelar a base de elementos barra, como es el caso de vigas, armaduras en el plano, armaduras en el espacio, marco planos, retículas y estructuras en el espacio,

Vale la pena mencionar que es el método más adecuado para su programación, y todos los paquetes formales para el análisis estructural en computadora lo utilizan.

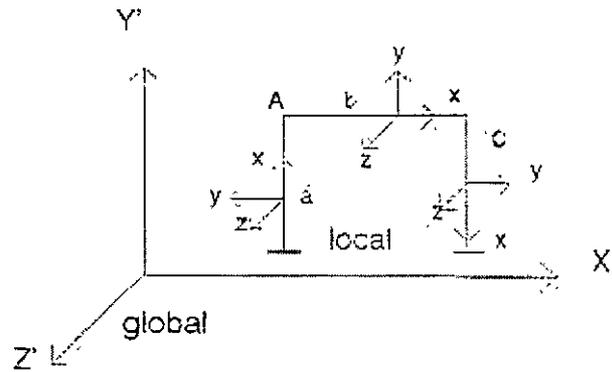
En términos generales, el método de las rigideces consiste en establecer a través del equilibrio y la compatibilidad la relación que hay entre las cargas y los desplazamientos que estas generan en la estructura, a partir de dicha relación se pueden conocer los desplazamientos en los nodos de la estructura y a partir de estos los elementos mecánicos en cada una de las barras que forman la estructura.

Como se puede observar para conocer los elementos mecánicos en las barras que forman la estructura, hay que conocer primero los desplazamientos de los nodos de la misma, razón por la cual también se le conoce como el método de los desplazamientos.

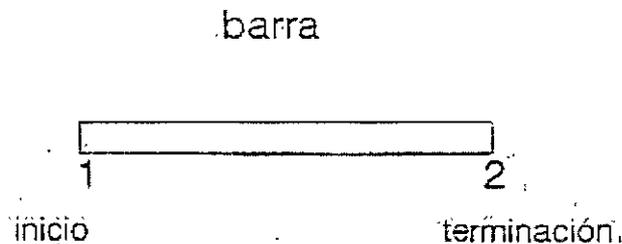
SISTEMAS DE REFERENCIA

En general; se tienen dos sistemas de referencia, uno llamado local (x,y,z) para poder hablar de cada elemento que forma parte de un sistema estructural y otro llamado sistema global (x, y,z), que será el que se utilice para hablar en su totalidad de todo el sistema estructural.

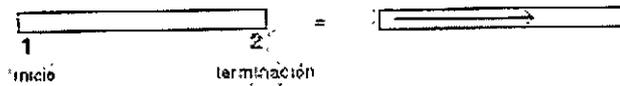
Es importante señalar que en el sistema local, el eje x deberá coincidir con el eje longitudinal de la barra y dependiendo de esto los otros dos ejes se establecerán considerando un sistema coordenado derecho.



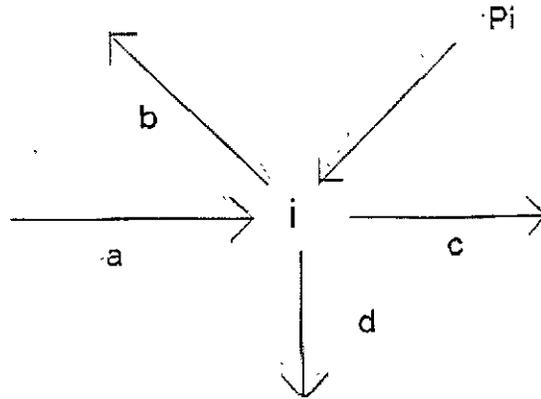
Considérese una barra cualquiera a la cual se le indica con el número uno el extremo donde inicia y con el número dos donde termina como se muestra en la figura



Sin embargo cuando varias barras concurren en un mismo nodo no es conveniente escribir todos los números que indiquen inicio y terminación de barra, lo que se hace es indicarlos a través de una flecha, el extremo donde inicia la barra (extremo 1) coincide con el inicio de la flecha y el extremo donde termina la barra (extremo 2) coincidirá con la terminación de la flecha.



Para la aplicación del método se parte de que toda estructura debe cumplir con las condiciones de equilibrio y de compatibilidad o continuidad. Para ilustrar dichas condiciones, considérese un nodo "i" de una estructura cualquiera al que concurren varias barras y se aplica un vector de cargas "P_i".



Por equilibrio:

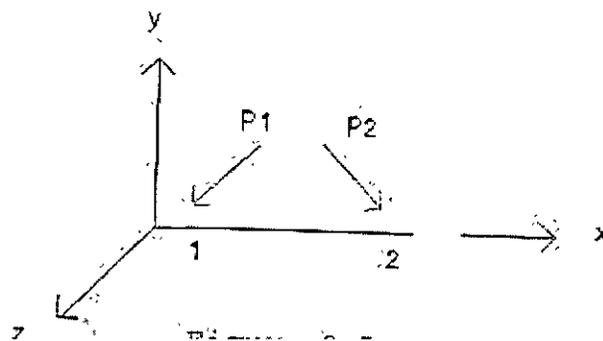
$$\vec{P}_i = \vec{P}_{2a} + \vec{P}_{1b} + \vec{P}_{1c} + \vec{P}_{1d}$$

Por compatibilidad:

$$\vec{d}_i = \vec{d}_{2a} + \vec{d}_{1b} + \vec{d}_{1c} + \vec{d}_{1d}$$

Esta última condición indica que el vector desplazamiento en el extremo de las barras que concurren a un nodo debe ser igual al vector desplazamiento de dicho nodo.

Por otro lado considérese una barra en el sistema local tridimensional y que puede estar sujeta a los vectores de cargas P_1 y P_2 en el extremo 1 y 2 respectivamente como se indica en la figura



(1) Estos sin importar su magnitud y dirección, generan los vectores de desplazamiento \vec{P}_1 y \vec{P}_2 respectivamente.

Acoplado los vectores de cargas y desplazamiento en forma matricial, se puede establecer la relación entre estos vectores a través de una matriz de coeficientes que se define como la matriz de rigidez de la barra así:

$$\begin{bmatrix} \vec{P}_1 \\ \vec{P}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{d}_1 \\ \vec{d}_2 \end{bmatrix}$$

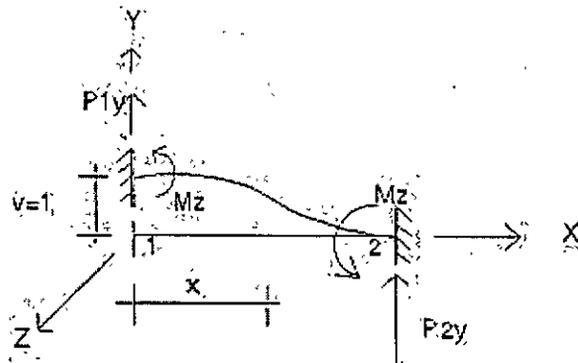
En forma condensada se puede escribir:

$$\begin{bmatrix} \vec{P} \end{bmatrix} = [K] \begin{bmatrix} \vec{D} \end{bmatrix}$$

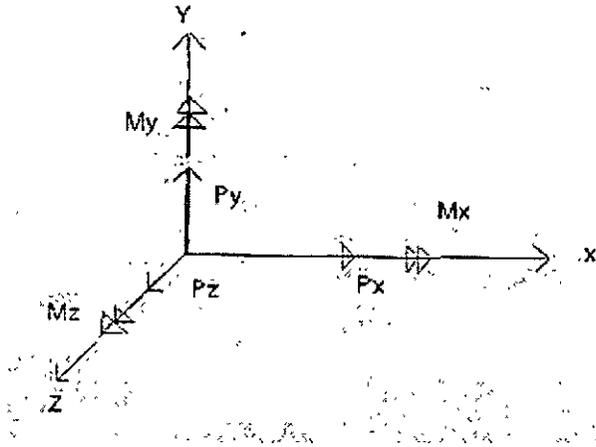
Que es la ecuación fuerza-desplazamiento de un elemento barra en el sistema local.

2.2 DETERMINACION DE LA MATRIZ DERIGIDECEES

fuerza requerida para producir un desplazamiento unitario. Para ser más específicos, la palabra desplazamiento en el concepto anterior, deberá especificarse en detalle La rigidez de un elemento estructural se entiende comúnmente como la magnitud de la mencionando su carácter (lineal o angular) y su localización, como cada elemento tiene dos extremos, la palabra desplazamiento se interpreta como desplazamiento generalizado en los extremos de un elemento. En el sistema coordenado tridimensional el vector que representa el desplazamiento en un punto tiene seis componentes, tres lineales y, tres angulares, como se indica en la figura



Al igual que el desplazamiento la fuerza debe de entenderse como una fuerza generalizada que el sistema coordenado tiene seis componentes como se indica en la figura



Representando en forma matricial al desplazamiento y la fuerza generalizados:

$$\begin{bmatrix} dx \\ dy \\ dz \\ \phi \\ \phi_y \\ \phi_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix}$$

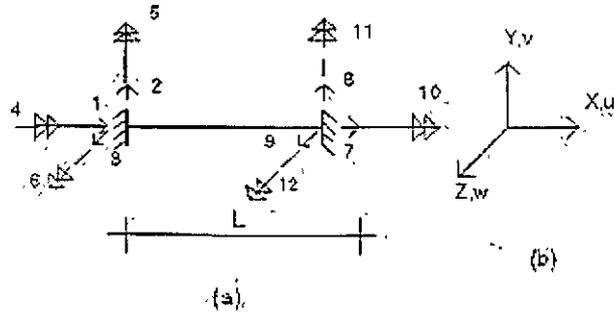
Así la rigidez será la fuerza generalizada que produce un desplazamiento unitario.

De acuerdo a la fuerza generalizada se tienen tantos tipos de rigideces como elementos mecánicos, es decir, rigidez axial, al corte, a la flexión y a la torsión.

Para facilitar la determinación de las rigideces se considerará un elemento empotrado al cual se le inducirán desplazamientos (lineales o angulares) unitarios. Se le llamará rigidez de un elemento empotrado a las acciones ejercidas sobre este elemento debido a las restricciones impuestas al inducir el desplazamiento unitario.

Estos desplazamientos se inducirán de uno en uno y se supondrán positivos respecto a los ejes de referencia.

Las restricciones y los desplazamientos asociados con el sistema de referencia x, y, & z, para deducir las rigideces del elemento se indican en la figura.



En la figura las flechas con una sola punta denotan traslación y las flechas con doble punta indican rotación. En el extremo 1 las traslaciones son numeradas 1, 2 y 3 y las rotaciones como 4, 5 y 6. Similarmente en el extremo 2 de la barra, el 7, 8 y 9 son traslaciones y 10, 11 y 12 son rotaciones. En todos los casos los desplazamientos se toman en el orden x, y & z respectivamente.

La rigideces se determinan a partir de la relación que existe entre los desplazamientos y las fuerzas generalizadas, esta relación de acuerdo a la resistencia de materiales esta dada por las ecuaciones de la 2.1.a a la 2.1. f

$$\frac{du}{dx} = \frac{N_x}{EA} \quad (2.1.a)$$

$$\frac{d^2v_b}{dx^2} = -\frac{M_z}{EI_z} \quad (2.1.b)$$

$$\frac{dv_s}{dx} = \frac{f_{fy}v_y}{AG} \quad (2.1.c)$$

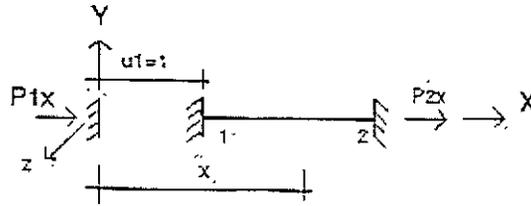
$$\frac{d\phi}{dx} = -\frac{M_x}{GJ_m} \quad (2.1.d)$$

$$\frac{d^2w_b}{dx^2} = -\frac{M_y}{EI_y} \quad (2.1.e)$$

$$\frac{dw_s}{dx} = -\frac{f_{fz}v_z}{AG} \quad (2.1.f)$$

2.2.1 RIGIDEZ AXIAL

Se aplica un desplazamiento unitario en el extremo 1 dirección "x" como se indica en la figura



De la figura se tiene que:

$$N_x = P_{1x}$$

Sustituyendo la ecuación (2.2) en la ecuación (2.1.a)

$$\frac{du}{dx} = \frac{P_{1x}}{EA}$$

Integrando ambos miembros de la ecuación resulta:

$$U = -\frac{P_{1x}}{EA}x + C_1$$

Aplicando las condiciones de frontera: si $x=0$, de donde

$$0 = -\frac{P_{1x}L}{EA} + 1$$

$$P_{1x} = \frac{EA}{L}$$

Por equilibrio

$$\sum F_x = 0$$

$$P_{1x} + P_{2x} = 0$$

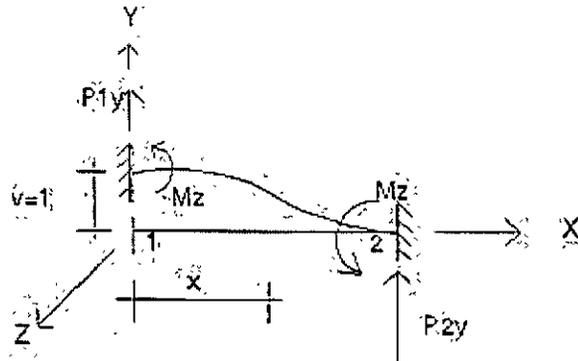
$$P_{2x} = -\frac{EA}{L}$$

En la figura 2.9 las acciones restringidas P_{1x} y P_{2x} surgen al aplicar el desplazamiento en el extremo uno del elemento en la dirección positiva del eje x. Este desplazamiento causa una fuerza de compresión en la barra. En el extremo 1 de la barra esta fuerza es equilibrada por la acción restringida EA/L en la dirección

positiva de x y en el extremo 2 de la barra la acción restringida tiene el mismo valor pero en la dirección negativa de x.

2.2.2 RIGIDEZ AL CORTE

Se aplica un desplazamiento unitario en el extremo 1 dirección "y" como se indica en la figura 2.10



De la figura 2.10 se tiene:

$$\begin{aligned} V_y &= -P_{1y} \\ M_z &= M_{1z} - P_{1y}x \end{aligned}$$

Sustituyendo estas ecuaciones en la ecuación 2.1. b

$$\frac{dv_s}{dx} = -f_{fy} \frac{P_{1y}}{AG} \quad (2.3)$$

$$\frac{d^2v_b}{dx^2} = -(M_{1z} - P_{1y}x) \frac{1}{EI_z} \quad (2.4)$$

Integrando la ecuación (2.4)

$$\frac{dv_b}{dx} = + \frac{P_{1y}x^2}{2EI_z} - \frac{M_{1z}X}{EI_z} + C_1 \quad (2.5)$$

Aplicando las condiciones de frontera: en $x=0$, $\frac{dv_b}{dx} = 0$ de donde $c_1 = 0$; si $x = L$, $\frac{dv_b}{dx} = 0$, de donde:

$$0 = \frac{P_{1y}L^2}{2EI_z} - \frac{M_{1z}L}{EI_z}$$

$$M_{1z} = \frac{P_{1y}L}{2} \quad (2.6)$$

sustituyendo en la ecuación (2.5) resulta:

$$\frac{dv_b}{dx} = \frac{P_{1y}X^2}{2EI_z} - \frac{P_{1y}LX}{2EI_z} \quad (2.7)$$

por otro lado sabemos que:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dv_b}{dx} + \frac{dv_s}{dx}$$

(2) Sustituyendo las ecuaciones 2.3 y 2.7 en la ecuación anterior

$$\frac{dv}{dx} = \frac{P_{1y}X^2}{2EI_z} - \frac{P_{1y}LX}{2EI_z} - f_{fy} \frac{P_1}{AG}$$

(3) Integrando

$$v = \frac{P_{1y}L^3}{6EI_z} - \frac{P_{1y}L^3}{4EI_z} - f_{fy} \frac{P_{1y}X}{AG} + C_2$$

Aplicando las condiciones de frontera: si $x = 0$, $V_{x=0} = 1$, de donde $C_2 = 0$; si $x = L$, $v_{x=L} = 0$ de donde:

$$0 = \frac{P_{1y}L^3}{6EI_z} - \frac{P_{1y}L^3}{4EI_z} - f_{\phi_y} \frac{P_{1y}L}{AG} + 1$$

$$0 = -P_{1y} \left[\frac{L^3}{12EI_z} + f_{\phi_y} \frac{L}{AG} \right] + 1$$

$$0 = \frac{P_{1y}L^3}{12EI_z} \left[1 + f_{\phi_y} \frac{12EI_z}{GAL^2} \right] + 1$$

Si llamamos factor de cortante a:

$$\sigma_y f_{\phi_y} \frac{12EI_z}{GAL^2}$$

Sustituyendo y despejando P_{1y} se tiene

$$P_{1y} = \frac{12EI_z}{(1 + \phi_y)L^3}$$

(2.8)

sustituyendo en la ecuación 2.6

$$M_{1z} = \frac{6EI_z}{(1 + \phi_y)L^2}$$

(2.9)

Por equilibrio

$$\sum F_y = P_{1y} + P_{2y} = 0$$

Por lo tanto

$$P_{2y} = \frac{12EI_z}{(1 + \phi_y)L^2}$$

$$\sum M_1 = M_{1z} + M_{2z} + P_{2y}L = 0 \quad (2.10)$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$\frac{6EI_z}{(1+\phi_y)L^2} + M_{2z} = \frac{12EI_z}{(1+\phi_y)L^2} = 0$$

Por lo tanto

$$M_{2z} = \frac{6EI_z}{(1+\phi_y)L^2} \quad (2.11)$$

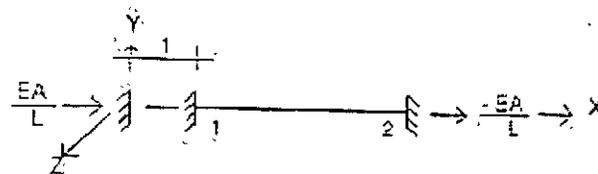
Las ecuaciones 2.8, 2.9, 2.10 y 2.11 representan las acciones restringidas, necesarias para lograr el equilibrio al aplicar el desplazamiento en el eje "y". En el extremo 1, las acciones restringidas para mantener el equilibrio son una fuerza cortante de $12EI_z / (1+\phi_y)L^3$ en el sentido positivo del eje y un momento de $6EI_z / (1+\phi_y)L^2$ positivo alrededor del eje "z". En el extremo 2 del elemento las acciones restringidas son las mismas solo que la fuerza cortante actúa negativamente en el eje "y".

En forma similar se puede determinar las acciones restringidas (rigideces del elemento) para los desplazamientos.

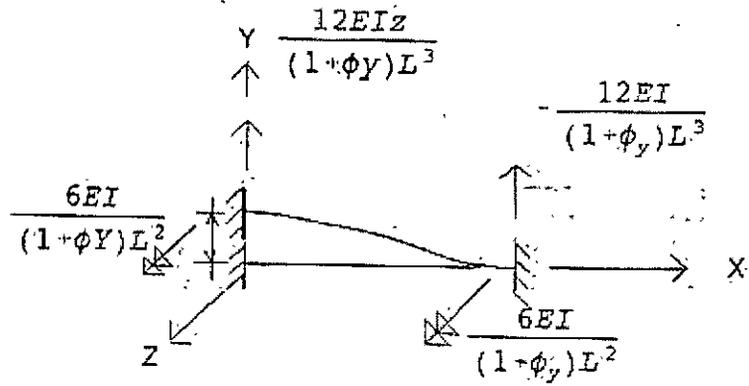
A continuación. En las figuras 2.11 al 2.22 se representan las rigideces de un elemento para los doce posibles desplazamientos en los extremos del mismo, como se indicó en la figura 2.8.

En cada caso las diferentes acciones restringidas (rigideces del elemento) se dibujan como vectores. Las flechas con una punta representan un vector de fuerza y las flechas con doble punta representan un vector momento. Todos los vectores se dibujan en el sentido positivo y en el caso de que una acción restringida sea negativa un signo menos antecede a las expresiones para los coeficientes de rigidez.

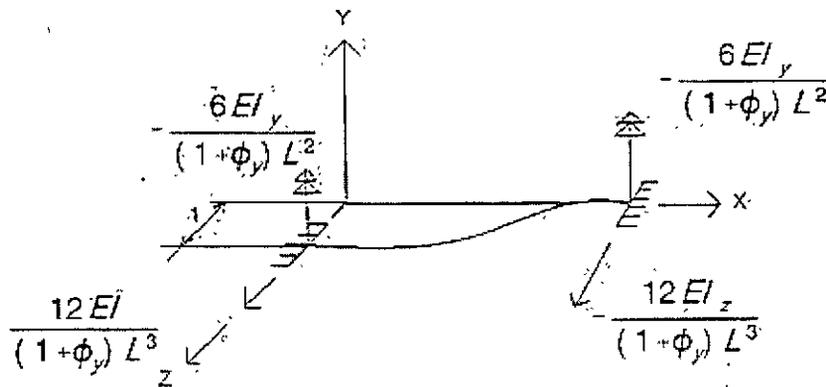
1).- Desplazamiento en dirección "x", extremo 1



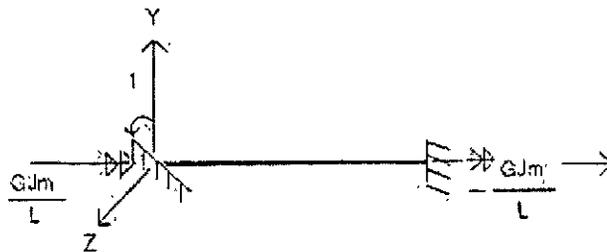
2).- Desplazamiento en dirección "y", extremo 1



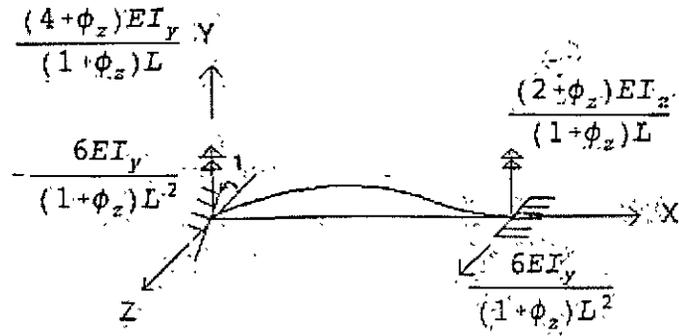
3).- Desplazamiento en dirección "z", extremo 1



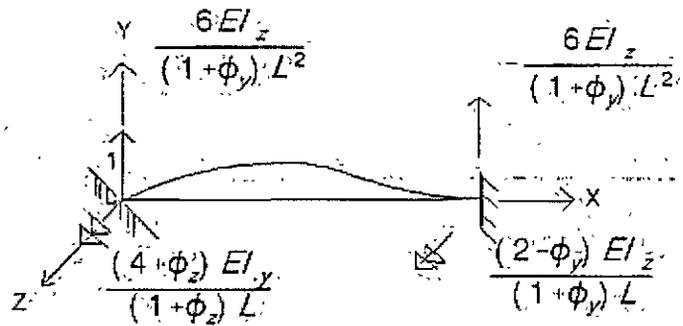
4).- Giro alrededor del eje "x", extremo 1



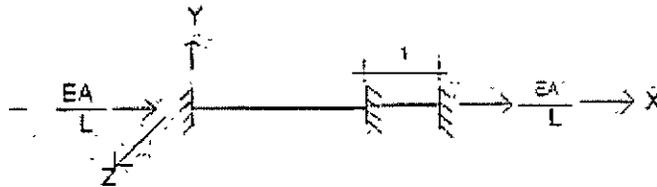
5).- Giro alrededor del eje "y", extremo 1



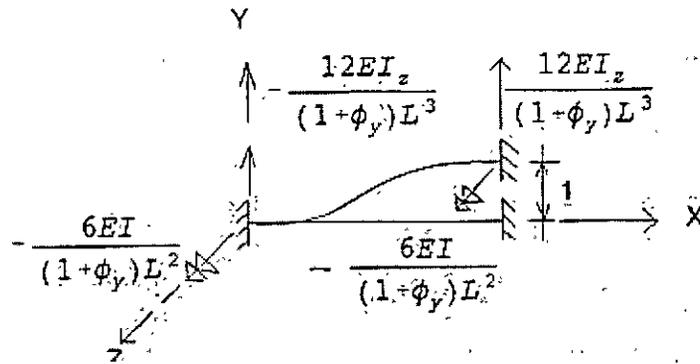
6).- Giro alrededor del eje "z", extremo 1



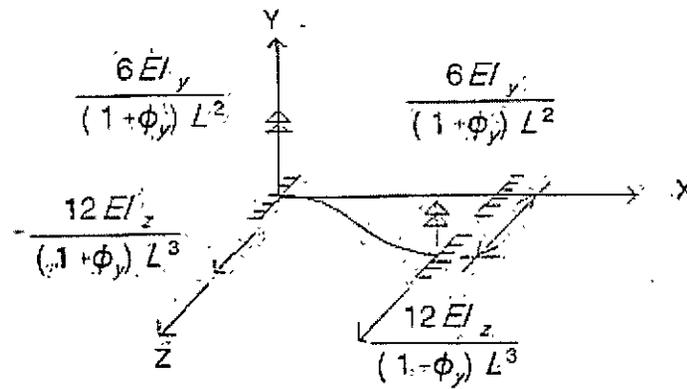
7).- Desplazamiento en la dirección X, extremo 2



8).- Desplazamiento en la dirección Y, extremo 2

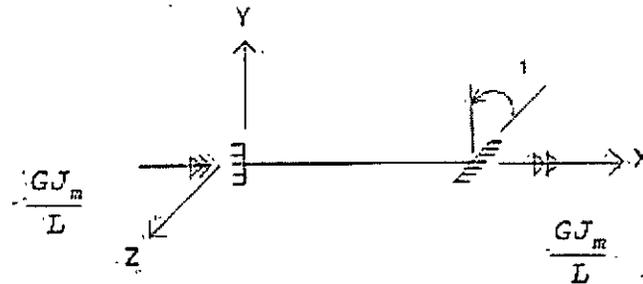


9).- Desplazamiento en la dirección Z, extremo 2

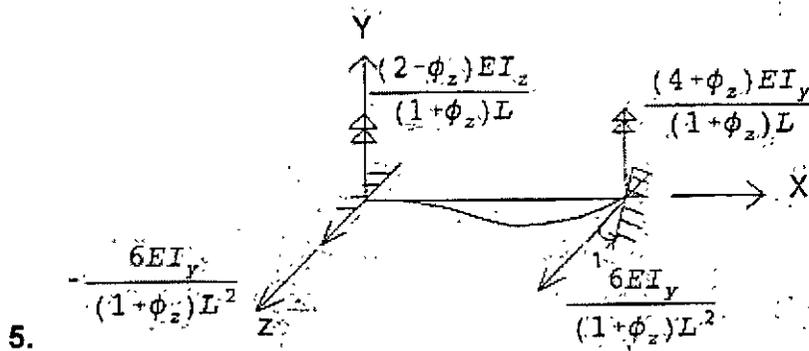


4.

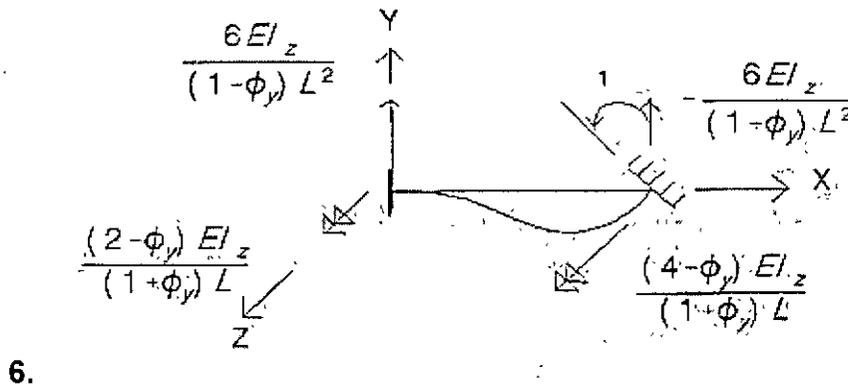
10).- Giro alrededor del eje "x", extremo 2



11.- Giro alrededor del eje "y", extremo 2



12).- Giro alrededor del eje "z", extremo 2



Se estableció que la ecuación fuerza-desplazamiento de una barra esta dada por

$$\vec{P} = K \vec{D}$$

Sustituyendo el valor del vector P y los valores mostrados en las figuras que corresponde a la matriz de rigidez y el vector de desplazamientos de una barra en el espacio tridimensional resulta la ecuación (2.12).

Si se desea considerar únicamente flexión, tomando en cuenta que la influencia de la fuerza cortante es pequeña, es decir que $\phi_i = 0$, la ecuación fuerza-desplazamiento resulta la ecuación (2.13).

Particionando el vector de cargas, la matriz de rigideces y el vector desplazamiento y refiriéndolos a los extremos 1 y 2 la ecuación fuerza-desplazamiento en forma condensada se puede escribir:

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \end{bmatrix}$$

Donde K_{ij} son submatrices de 6 x 6.

$$\begin{bmatrix} N_{1x} \\ V_{1y} \\ V_{1z} \\ M_{1x} \\ M_{1y} \\ M_{1z} \\ N_{2x} \\ V_{2y} \\ V_{2z} \\ M_{2x} \\ M_{2y} \\ M_{2z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{(1+\phi)L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & \frac{-12EI_z}{(1+\phi)L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{(1+\phi)L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{(1-\phi)L^2} & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{(1+\phi)L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{(1-\phi)L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJm}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJm}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{(1+\phi)L^2} & 0 & \frac{(4+\phi)EI_z}{(1-\phi)L} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & \frac{(2-\phi)EI_z}{(1+\phi)L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi)EI_z}{(1+\phi)L} & 0 & \frac{-6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{(2-\phi)EI_z}{(1+\phi)L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI_z}{(1+\phi)L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{(1+\phi)L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} \\ 0 & 0 & \frac{-12EI_y}{(1+\phi)L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\phi)L^2} & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{(1+\phi)L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\phi)L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJm}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJm}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & \frac{(2-\phi)EI_z}{(1+\phi)L} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & \frac{(4+\phi)EI_z}{(1+\phi)L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{(2-\phi)EI_z}{(1+\phi)L} & 0 & \frac{-6EI_z}{(1+\phi)L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi)EI_z}{(1+\phi)L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{1x} \\ d_{1y} \\ d_{1z} \\ \phi_{1x} \\ \phi_{1y} \\ \phi_{1z} \\ d_{2x} \\ d_{2y} \\ d_{2z} \\ \phi_{2x} \\ \phi_{2y} \\ \phi_{2z} \end{bmatrix}$$

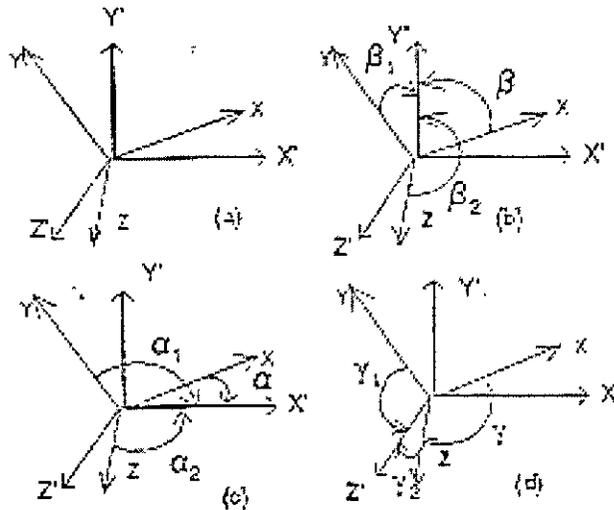
ECUACION 2 12 FUERZA-DESPLAZAMIENTO PARA UNA BARRA TRIDIMENSIONAL.

$$\begin{bmatrix} N_{1x} \\ V_{1y} \\ V_{1z} \\ M_{1x} \\ M_{1y} \\ M_{1z} \\ N_{2x} \\ V_{2y} \\ V_{2z} \\ M_{2x} \\ M_{2y} \\ M_{2z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{-12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & \frac{-12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJm}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJm}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_z}{L} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{-12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJm}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJm}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{4EI_z}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2-\phi EI_z}{L} & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{1x} \\ d_{1y} \\ d_{1z} \\ \phi_{1x} \\ \phi_{1y} \\ \phi_{1z} \\ d_{2x} \\ d_{2y} \\ d_{2z} \\ \phi_{2x} \\ \phi_{2y} \\ \phi_{2z} \end{bmatrix}$$

ECUACION 2 13 FUERZA-DESPLAZAMIENTO PARA UNA BARRA TRIDIMENSIONAL.

ROTACION DEL SISTEMA LOCAL AL GLOBAL

Se muestra el vector de cargas generalizado en el sistema local, en las figuras siguientes se muestran los ángulos que forman el sistema local con los ejes x' , y' & z' respectivamente, estos últimos corresponden en el sistema global.



por cosenos directores tenemos; para las cargas

$$P'_x = P_x \cos \alpha + P_y \cos \alpha_1 + P_z \cos \alpha_2$$

$$P'_y = P_x \cos \beta + P_y \cos \beta_1 + P_z \cos \beta_2$$

$$P'_z = P_x \cos \gamma + P_y \cos \gamma_1 + P_z \cos \gamma_2$$

ahora para los momentos

$$M'_x = M_x \cos \alpha + M_y \cos \alpha_1 + M_z \cos \alpha_2$$

$$M'_y = M_x \cos \beta + M_y \cos \beta_1 + M_z \cos \beta_2$$

$$M'_z = M_x \cos \gamma + M_y \cos \gamma_1 + M_z \cos \gamma_2$$

si llamamos

$$\begin{aligned}\cos\alpha_i &= l_i \\ \cos\beta_i &= m_i \\ \cos\gamma_i &= n_i\end{aligned}$$

sustituyendo y usando notación matricial se tiene:

$$\begin{bmatrix} P'_x \\ P'_y \\ P'_z \\ M'_x \\ M'_y \\ M'_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & l_1 & l_2 & 0 & 0 & 0 \\ m & m_1 & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ n & n_1 & n_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & l_1 & l_2 \\ 0 & 0 & 0 & m & m_1 & m_2 \\ 0 & 0 & 0 & n & n_1 & n_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix}$$

en forma simplificada

$$\begin{aligned}\bar{P}' &= T \bar{P} \\ (2,14)\end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}\bar{P}' &= \text{Vector de cargas en el sistema global} \\ T &= \text{Matriz de rotación} \\ \bar{P} &= \text{Vector de cargas en el sistema local}\end{aligned}$$

Por otro lado, un vector de cargas P realiza la misma cantidad de trabajo en cualquier sistema de referencia; por lo tanto:

$$\begin{aligned}\bar{p}' \bar{d}' &= \bar{p} \bar{d} \\ (2.15)\end{aligned}$$

de la ecuación 2.14 se obtiene

$$\bar{P}' = \bar{P}' T'$$

sustituyendo en la ecuación (2.15)

de donde:

$$(2.16) \quad \bar{P}' T' \bar{d}' = \bar{p}' \bar{d}$$

A las ecuaciones (2.14) y (2.16) se le llama "Principio de Contragradencia".

Sabemos que la ecuación fuerza-desplazamiento para una barra está dada por

$$\begin{bmatrix} \bar{P}_1 \\ \bar{P}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{d}_1 \\ \bar{d}_2 \end{bmatrix}$$

desarrollando el producto matricial resulta

$$\begin{aligned} \bar{P}_1 &= K_{11} \bar{d}_1 + K_{12} \bar{d}_2 \\ \bar{P}_2 &= K_{21} \bar{d}_1 + K_{22} \bar{d}_2 \end{aligned}$$

premultiplicando por T y sustituyendo la ecuación (2.14)

$$\begin{aligned} T \bar{P}_1 &= T K_{11} T' \bar{d}'_1 + T K_{12} T' \bar{d}'_2 \\ T \bar{P}_2 &= T K_{21} T' \bar{d}'_1 + T K_{22} T' \bar{d}'_2 \end{aligned}$$

pero

$$T \bar{P} = \bar{P}'$$

entonces

$$\begin{aligned} \bar{P}'_1 &= T K_{11} T' \bar{d}'_1 + T K_{12} T' \bar{d}'_2 \\ \bar{P}'_2 &= T K_{21} T' \bar{d}'_1 + T K_{22} T' \bar{d}'_2 \end{aligned}$$

de donde se concluye que

$$T K_{ij} T' \bar{d}'_j = K'_{ij}$$

Representa la rotación de las submatrices de rigideces del sistema local al global, por lo que:

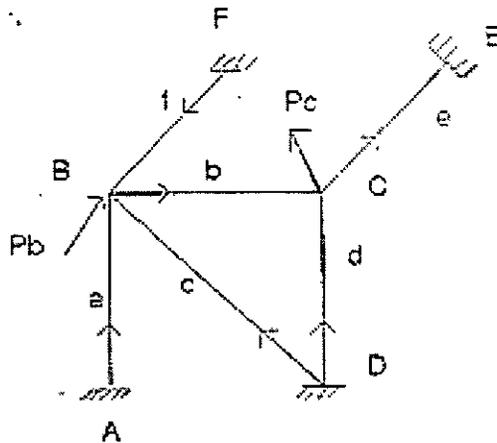
$$\begin{aligned}\bar{P}'_1 &= K'_{11}\bar{d}'_1 + K'_{12}\bar{d}'_2 \\ \bar{P}'_2 &= K'_{21}\bar{d}'_1 + K'_{22}\bar{d}'_2\end{aligned}$$

Estas dos últimas expresiones representan las ecuaciones fuerza desplazamiento de la barra en el sistema global.

Conocidas las submatrices de rigidez de las barras en el sistema global se puede hacer la conexión o acoplamiento de las barras aplicando las condiciones de equilibrio y compatibilidad como se plantearon anteriormente. La aplicación de estas dos ecuaciones conduce a la determinación de la ecuación fuerza-desplazamiento en el sistema global de la estructura a la cual se aplicaron.

ACOPLAMIENTO DE BARRAS

Considérese, la estructura de la figura siguiente a la cual se le aplican vectores de carga nodales.



De la figura 2.24 por equilibrio

$$\begin{aligned}\bar{P}'_B &= \bar{P}'_{2a} + \bar{P}'_{2c} + \bar{P}'_{1b} + \bar{P}'_{2f} \\ \bar{P}'_C &= \bar{P}'_{2b} + \bar{P}'_{2c} + \bar{P}'_{1c} + \bar{P}'_{1b} + \bar{P}'_{2f}\end{aligned}$$

por compatibilidad

$$\bar{d}'_{1a} = 0 \quad \bar{d}'_{2a} = \bar{d}'_B$$

$$\begin{aligned}
\bar{d}'_{1b} &= \bar{d}'_B & \bar{d}'_{2b} &= \bar{d}'_c \\
\bar{d}'_{1c} &= 0 & \bar{d}'_{2c} &= \bar{d}'_B \\
\bar{d}'_{1d} &= 0 & \bar{d}'_{2d} &= \bar{d}'_c \\
\bar{d}'_{1e} &= \bar{d}'_c & \bar{d}'_{2e} &= 0 \\
\bar{d}'_{1f} &= 0 & \bar{d}'_{2f} &= \bar{d}'_B
\end{aligned}$$

por otro lado, la ecuación fuerza-desplazamiento de una barra en el sistema global:

$$\begin{aligned}
\bar{P}'_1 &= K'_{11} \bar{d}'_1 + K'_{12} \bar{d}'_2 \\
\bar{P}'_2 &= K'_{21} \bar{d}'_1 + K'_{22} \bar{d}'_2
\end{aligned}$$

aplicando estas ecuaciones para cada barra se tiene:

$$\begin{aligned}
\bar{P}'_{1a} &= (K'_{12})_a \bar{d}'_B ; \bar{P}'_{2a} = (K'_{22})_a \bar{d}'_B \\
\bar{P}'_{1b} &= (K'_{11})_b \bar{d}'_B + (K'_{12})_b \bar{d}'_c \\
\bar{P}'_{2b} &= (K'_{21})_b \bar{d}'_B + (K'_{22})_b \bar{d}'_c \\
\bar{P}'_{1c} &= (K'_{12})_c \bar{d}'_B ; \bar{P}'_{2c} = (K'_{22})_c \bar{d}'_B \\
\bar{P}'_{1d} &= (K'_{12})_d \bar{d}'_c ; \bar{P}'_{2d} = (K'_{22})_d \bar{d}'_c \\
\bar{P}'_{1e} &= (K'_{11})_e \bar{d}'_c ; \bar{P}'_{2e} = (K'_{21})_e \bar{d}'_c \\
\bar{P}'_{1f} &= (K'_{12})_f \bar{d}'_B ; \bar{P}'_{2f} = (K'_{22})_f \bar{d}'_c
\end{aligned}$$

sustituyendo en las ecuaciones (2.17)

$$\begin{aligned}
\bar{P}'_B &= (K'_{22})_a \bar{d}'_B + (K'_{22})_c \bar{d}'_B + (K'_{11})_b \bar{d}'_B + (K'_{12})_b \bar{d}'_c + (K'_{22})_f \bar{d}'_B \\
\bar{P}'_c &= (K'_{21})_b \bar{d}'_B + (K'_{22})_d \bar{d}'_c + (K'_{11})_e \bar{d}'_c + (K'_{22})_e \bar{d}'_c
\end{aligned}$$

expresando las ecuaciones anteriores en forma matricial tenemos:

$$\begin{bmatrix} P_B \\ P_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (K'_{22})_a + (K'_{22})_c + (K'_{11})_b + (K'_{22})_f & (K'_{12})_b \\ (K'_{21})_b & (K'_{22})_b + (K'_{22})_d + (K'_{11})_e \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{d}_B \\ \bar{d}_C \end{bmatrix}$$

en forma simplificada

$$\bar{P}' = \bar{K}' \bar{D}'$$

que es la ecuación fuerza-desplazamiento en la estructura sistema global.

En donde:

D' = Vector desplazamiento de la estructura

K' = Matriz de rigideces del sistema estructural

P' = Vector de cargas en los nodos de la estructural

En forma práctica, la ecuación fuerza-desplazamiento de un sistema estructural se puede ensamblar observando los extremos de las barras que concurren a un nodo y las barras que interconectan los diferentes nodos, así.

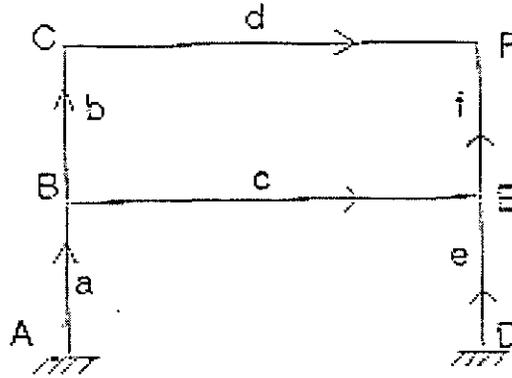
Los términos de la diagonal principal de la matriz de rigideces se obtienen sumando las submatrices cruzadas de las barras que unen dos nodos.

El sentido de la numeración de los nodos tienen mucha importancia ya que si es adecuada, se puede reducir el ancho de banda de la matriz de rigideces y por consecuencia, el tiempo de máquina que resulta muy costoso.

Si, en una estructura cualquiera de los nodos que intervienen en la formación de la matriz tiene un desplazamiento conocido: (igual a cero) es necesario anular la fila y la columna que corresponda según lo observado en el acoplamiento anterior ya que

dicho grado de libertad no participa. También es importante que la estructura que se analiza sea estable, pues si no, la matriz de rigideces no tiene inversa única.

Ejemplo.- Determinar en forma práctica la ecuación fuerza-desplazamiento de la estructura que se muestra en la figura siguiente.



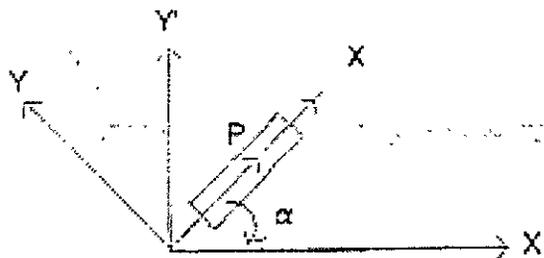
$$\begin{bmatrix} \bar{P}_B \\ \bar{P}_B \\ \bar{P}_F \\ \bar{P}_E \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K'_{22a} + K'_{11b} + K'_{11c} & K'_{12b} & 0 & K'_{12c} \\ K'_{21b} & K'_{22b} + K'_{11d} & K'_{12d} & 0 \\ 0 & K'_{21d} & K'_{22d} + K'_{22f} & K'_{21f} \\ K'_{21c} & 0 & K'_{12f} & K'_{22c} + K'_{22e} + K'_{11f} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{d}_B \\ \bar{d}_c \\ \bar{d}_F \\ \bar{d}_E \end{bmatrix}$$

2.5 ARMADURAS EN EL PLANO

Para la aplicación del método de rigideces se requiere conocer las submatrices de rigidez de cada barra en el sistema global., lo cual se logra con la expresión:

$$K'_y = T K_y T'$$

Para el caso de armadura en el plano la matriz de rotación "T" se determina a partir de la figura



$$\begin{aligned} P_{X'} &= P \cos \alpha \\ P_{Y'} &= P \sin \alpha \end{aligned}$$

llamando: $\cos\alpha = 1$; $\sin \alpha = m$ y escribiendo en forma matricial

$$\begin{bmatrix} P'_x \\ P'_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ m \end{bmatrix} P$$

en forma compacta se puede escribir

$$\vec{P}' = T \vec{P}$$

donde:

$$T = \begin{bmatrix} 1 \\ m \end{bmatrix}$$

Por otro lado, de la matriz de rigideces general de doce por doce para una barra armadura resulta:

$$K = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & -\frac{EA}{L} \\ -\frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{bmatrix}$$

de donde:

$$K_{11} = \frac{EA}{L} \quad K_{12} = -\frac{EA}{L}$$
$$K_{21} = -\frac{EA}{L} \quad K_{22} = \frac{EA}{L}$$

Haciendo la rotación al sistema global se tiene

$$K'_{11} = \begin{bmatrix} 1 \\ m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & m \end{bmatrix}$$

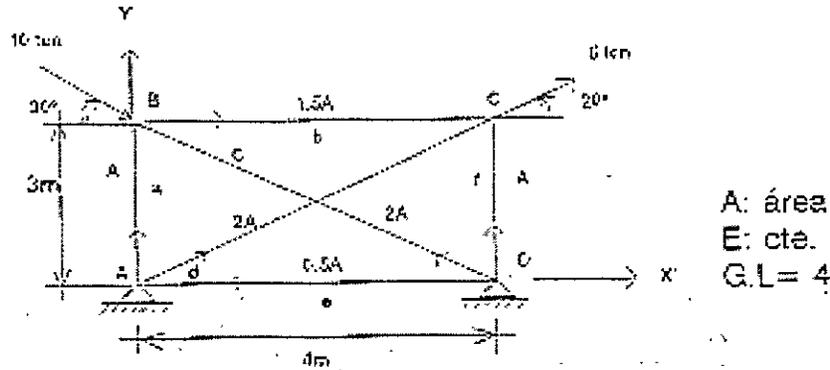
$$K'_{11} = \begin{bmatrix} +\frac{EA}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1^2 & 1m \\ m1 & m^2 \end{bmatrix}$$

de las expresiones anteriores se concluye

$$K_{12} = K_{21} = -K_{11}$$

$$K_{22} = K_{11}$$

2.5.1 Ejemplo.- Analizar la estructura mostrada en la figura



La ecuación fuerza-desplazamiento de la estructura en el sistema global está dada por:

$$\vec{P}' = K' \vec{D}'$$

$$\begin{bmatrix} \vec{P}'_B \\ \vec{P}'_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (K'_{22})_a + (K'_{22})_c + (K'_{11})_b & (K'_{12})_b \\ (K'_{21})_b & (K'_{22})_b + (K'_{22})_d + (K'_{22})_f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{d}'_B \\ \vec{d}'_C \end{bmatrix}$$

donde:

$$\vec{P}'_B \begin{bmatrix} P'_{XB} \\ P'_{YB} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10 \cos 30^\circ \\ -10 \sin 30^\circ \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.6603 \\ -5.0000 \end{bmatrix}$$

$$\vec{P}'_C \begin{bmatrix} P'_{XC} \\ P'_{YC} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5 \cos 20^\circ \\ 5 \sin 20^\circ \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.6985 \\ 1.7101 \end{bmatrix}$$

De lo anterior el vector de cargas y el vector desplazamientos

$$\bar{P}' = \begin{bmatrix} 8.6603 \\ -5.0000 \\ 4.6985 \\ 1.7101 \end{bmatrix} \quad \bar{D}' = \begin{bmatrix} d'_{XB} \\ d'_{YB} \\ d'_{XC} \\ d'_{YC} \end{bmatrix}$$

Barra	L_i	A_i	l	m	l^2	lm	m^2
a	3	1	0	1	0	0	1
b	4	1.5	1	0	1	0	0
c	5	2	-0.8	0.6	0.64	-0.48	0.36
d	5	2	0.8	0.6	0.64	0.48	0.36
e	4	0.5	1	0	1	0	0
f	3	1	0	1	0	0	1

Sustituyendo en:

$$K'_{11} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} l^2 & lm \\ ml & m^2 \end{bmatrix} = K'_{22}$$

$$K'_{12} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} l^2 & lm \\ ml & m^2 \end{bmatrix} = K'_{21}$$

$$(K'_{11})_a = \frac{EA}{3} \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = EA \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0.333 \end{bmatrix}$$

$$(K'_{11})_b = \frac{E(1.5)A}{4} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} = EA \begin{bmatrix} 0.375 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$(K'_{11})_c = \frac{E(2A)}{5} \begin{bmatrix} 0.64 & -0.48 \\ 0.048 & 0.36 \end{bmatrix} = EA \begin{bmatrix} 0.256 & -0.192 \\ -0.192 & 0.144 \end{bmatrix}$$

$$(K'_{11})_d = \frac{E(2A)}{5} \begin{bmatrix} 0.64 & -0.48 \\ 0.048 & 0.36 \end{bmatrix} = EA \begin{bmatrix} 0.256 & -0.192 \\ -0.192 & 0.144 \end{bmatrix}$$

$$(K'_{11})^f = (K'_{11})_a$$

Sólo se determinó K_{11}' de cada barra ya que $K_{12}' = K_{11}'$ y $K_{22}' = K_{11}'$.

Sustituyendo en la ecuación fuerza-desplazamiento se tiene:

$$\begin{bmatrix} 8.660 \\ -5.000 \\ 4.698 \\ 1.710 \end{bmatrix} = EA \begin{bmatrix} 0.631 & -0.192 & -0.356 & 0 \\ -0.192 & 0.477 & 0 & 0 \\ -0.375 & 0 & 0.631 & 0.192 \\ 0 & 0 & 0.192 & 0.477 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_x B' \\ d_y B' \\ d_x C' \\ d_y C' \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema aplicando cualquier método de solución de ecuaciones simultáneas

$$\begin{bmatrix} d'_{xB} \\ d'_{yB} \\ d'_{xC} \\ d'_{yC} \end{bmatrix} = \frac{1}{EA} \begin{bmatrix} 31.23478 \\ 2.08899 \\ 28.39403 \\ -7.83899 \end{bmatrix}$$

Una vez conocidos los desplazamientos en los nodos se procede a calcular la fuerza en cada barra, así la ecuación fuerza-desplazamiento para cada barra está dada por:

$$\bar{P}'_1 = K'_{11} \bar{d}'_1 + K'_{12} \bar{d}'_2$$

$$\bar{P}'_2 = K'_{21} \bar{d}'_1 + K'_{22} \bar{d}'_2$$

por compatibilidad

$$\begin{aligned} \bar{d}'_{1a} &= 0 & \bar{d}'_{2a} &= \bar{d}'_B \\ \bar{d}'_{1b} &= \bar{d}'_B & \bar{d}'_{2b} &= \bar{d}'_C \\ \bar{d}'_{1c} &= 0 & \bar{d}'_{2c} &= \bar{d}'_B \\ \bar{d}'_{1d} &= 0 & \bar{d}'_{2d} &= \bar{d}'_C \\ \bar{d}'_{1e} &= 0 & \bar{d}'_{2e} &= 0 \\ \bar{d}'_{1f} &= 0 & \bar{d}'_{2f} &= \bar{d}'_C \end{aligned}$$

sustituyendo para cada barra:

Barra (a):

$$\bar{P}'_{1a} = (K'_{11})_a = (0) + (K'_{12})_a \bar{d}'_B$$

$$\bar{P}'_{1a} = EA \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -0.3333 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 31.23478 \\ 2.08899 \end{bmatrix} \frac{1}{EA} = \begin{bmatrix} 0 \\ -0.69626 \end{bmatrix}$$

$$\bar{P}'_{2a} = (K'_{21})_a = (0) + (K'_{22})_a \bar{d}'_B$$

$$\bar{P}'_{2a} = EA \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -0.3333 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 31.23478 \\ 2.086 \end{bmatrix} \frac{1}{EA} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.69626 \end{bmatrix}$$

Barra (b):

$$\bar{P}'_{1b} = \begin{bmatrix} 0.375 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 31.23478 \\ 2.08899 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -0.375 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 28.39403 \\ -7.83899 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.06528 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\bar{P}'_{1b} = \begin{bmatrix} -1.06528 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Barra (c):

$$\bar{P}'_{1c} = \begin{bmatrix} -0.266 & 0.192 \\ 0.192 & -0.144 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 31.23478 \\ 2.08899 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -7.59502 \\ -5.69626 \end{bmatrix}$$

$$\bar{P}'_{2c} = \begin{bmatrix} 7.59502 \\ -5.69626 \end{bmatrix}$$

Barra (d):

$$\bar{P}'_{1d} = \begin{bmatrix} 0.256 & -0.192 \\ -0.192 & -0.144 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 28.39403 \\ -7.83899 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5.76378 \\ -4.32284 \end{bmatrix}$$

$$\bar{P}'_{2d} = \begin{bmatrix} 5.76378 \\ 4.32384 \end{bmatrix}$$

Barra (e):

$$\bar{P}'_{1e} = \bar{P}'_{2e} = 0 \quad (\text{no trabaja})$$

Barra (f):

$$P'_{1f} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -0.33 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 28.39403 \\ -7.83899 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 2.61274 \end{bmatrix}$$

$$P'_{1f} = \begin{bmatrix} 0 \\ -2.61274 \end{bmatrix}$$

Comprobación del equilibrio.

Nodo B:

$$\bar{P}'_B = \bar{P}'_{2a} + \bar{P}'_{2c} + \bar{P}'_{1B}$$

$$\begin{bmatrix} 8.6603 \\ -5.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.6963 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 7.5950 \\ -5.6963 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1.0653 \\ 0.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.6603 \\ -5.000 \end{bmatrix}$$

Nodo C:

$$\bar{P}'_C = \bar{P}'_{2b} + \bar{P}'_{2d} + \bar{P}'_{2f}$$

$$\begin{bmatrix} 4.6985 \\ 1.7101 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.0653 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 5.7638 \\ 4.3228 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -2.6127 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.6985 \\ 1.7101 \end{bmatrix}$$

Para la rotación del sistema global al local sabemos que:

$$P' = TP$$

premultiplicando por T^t

$$T^t P = T^t T P ; \text{ pero } T^t T = I$$

$$P = T^t P'$$

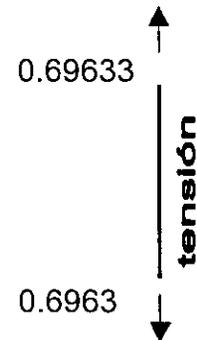
Para una barra i

$$P_{i'} = \begin{bmatrix} \cos a & \text{sen } a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P'_{x'} \\ P'_{y'} \end{bmatrix}$$

Barra (a):

$$P_{1a} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0000 \\ -0.6963 \end{bmatrix} = 0.6963 \text{ ton}$$

$$P_{2a} = 0.6963 \text{ ton}$$



Por lo que la barra (a) trabaja a tensión con 0.69 ton.

Barra (b):

$$P_{1b} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.0658 \\ 0 \end{bmatrix} = 1.0658 \text{ ton}$$

$$P_{2a} = -1.0658 \text{ ton}$$

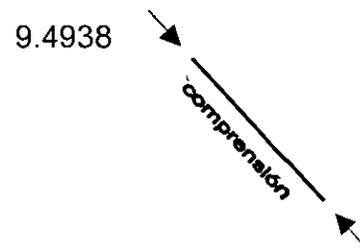


Barra (c):

$$P_{1c} = \begin{bmatrix} 0.8 & 0.6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -7.5950 \\ 5.6963 \end{bmatrix} = 9.4938 \text{ ton}$$

$$P_{2c} = -9.4938 \text{ ton}$$

$$9.4938$$

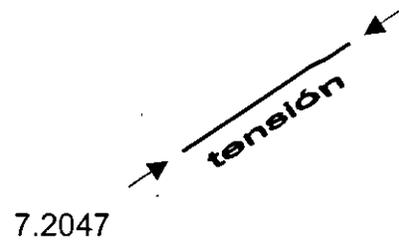


Barra (d):

7.2047

$$P_{1d} = [0.8 \ 0.6] \begin{bmatrix} -5.7638 \\ -4.3228 \end{bmatrix} = -7.2047 \text{ ton}$$

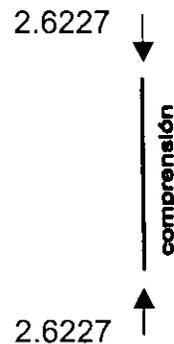
$$P_{2d} = 7.2047 \text{ ton}$$



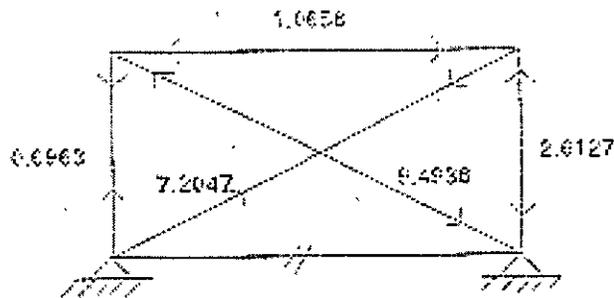
Barra (f):

$$P_{1f} = [0 \ 1] \begin{bmatrix} 0 \\ 2.6127 \end{bmatrix} = 2.6127 \text{ ton}$$

$$P_{2f} = -2.6127 \text{ ton}$$



Representando en forma esquemática los resultados para toda la armadura:

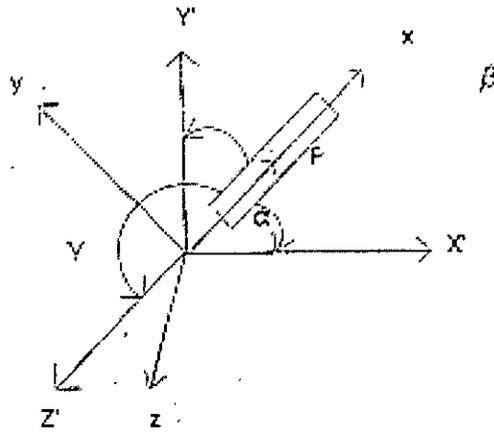


2.6 ARMADURAS EN EL ESPACIO

Para la determinación de las submatrices de rigideces para una barra en sistema global, se sabe.

$$K_{ij} = T K T^t$$

La matriz de rotación "T" se determina a partir de la figura siguiente.



$$P'_x = P \cos \alpha$$

$$P'_y = P \cos \beta$$

$$P'_z = P \cos \gamma$$

Llamando $\cos \alpha = l$, $\cos \beta = m$ & $\cos \gamma = n$

$$\begin{bmatrix} P'_z \\ P'_y \\ P'_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} l \\ m \\ n \end{bmatrix} P$$

$$P' = T P$$

$$T = \begin{bmatrix} l \\ m \\ n \end{bmatrix}$$

donde:

De la matriz de rigideces general de 12×12 para un elemento armadura se tiene:

$$K = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & -\frac{EA}{L} \\ -\frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{bmatrix}$$

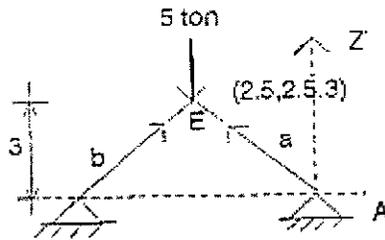
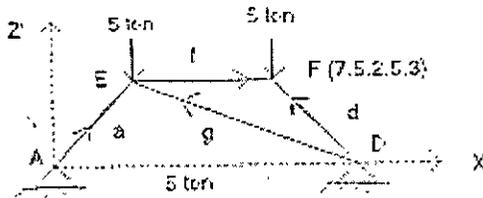
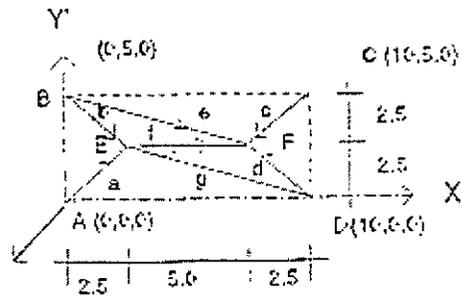
efectuando la rotación de las submatrices:

$$K'_{11} = \begin{bmatrix} 1 \\ m \\ n \end{bmatrix} \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1^2 & 1m & 1n \\ m1 & m^2 & mn \\ n1 & nm & n^2 \end{bmatrix}$$

$$K'_{11} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1^2 & 1m & 1n \\ m1 & m^2 & mn \\ n1 & nm & n^2 \end{bmatrix}$$

$$K'_{12} = K'_{21} = K'_{11} \quad K'_{22} = K'_{11}$$

EJEMPLO: Determinar la fuerza en cada barra de la estructura mostrada en la figura siguiente. Considerar EA constante.



La ecuación fuerza desplazamiento de la estructura.

$$\begin{bmatrix} P'_E \\ P'_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (K'_{22})_a + (K'_{22})_b + (K'_{22})_f + (K'_{22})_g & (K'_{22})_f \\ (K'_{21})_f & (K'_{22})_c + (K'_{22})_d + (K'_{22})_e + (K'_{22})_f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'_E \\ d'_F \end{bmatrix}$$

Vector de cargas y desplazamiento.

$$P_{E'} = \begin{bmatrix} P'_{XE} \\ P'_{YE} \\ P'_{ZE} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -5 \end{bmatrix} \quad P_{F'} = \begin{bmatrix} P'_{XF} \\ P'_{YF} \\ P'_{ZF} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -5 \end{bmatrix} \quad d' = \begin{bmatrix} d'_\xi \\ P'_{y'} \\ P'_{z'} \end{bmatrix}$$

Para la determinación de las submatrices de rigideces se organizan los datos de las barras en la siguiente tabla, para lo cual el cálculo de la longitud de las barras se hace a partir de la expresión.

$$L = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2 + (Z_2 - Z_1)^2}$$

“y” para el cálculo de los cosenos directores:

$$l = \cos\alpha = \frac{X_2 - X_1}{L}$$

$$m = \cos\beta = \frac{Y_2 - Y_1}{L}$$

$$n = \cos\gamma = \frac{Z_2 - Z_1}{L}$$

Barra	L_i	$A_i E_i$	l	m	n	l^2	m^2	n^2
a	4.637	1	0.539	0.539	0.647	0.291	0.291	0.419
b	4.637	1	0.539	-0.539	0.647	0.291	0.291	0.419
c	4.637	1	-0.539	-0.539	0.647	0.291	0.291	0.419
d	4.637	1	-0.539	0.539	0.647	0.291	0.291	0.419
e	8.456	1	0.887	-0.296	0.355	0.787	0.088	0.126
f	5.000	1	1.000	0	0	1.000	0	0
g	8.456	1	0.887	0.296	0.355	0.787	0.088	0.126

Sustituyendo estos valores en las submatrices se tiene:

$$(K'_{11})_a = EA \begin{bmatrix} 0.063 & 0.063 & 0.075 \\ 0.063 & 0.063 & 0.075 \\ 0.075 & 0.075 & 0.090 \end{bmatrix} \quad (K'_{11})_b = EA \begin{bmatrix} 0.063 & -0.063 & 0.075 \\ -0.063 & 0.063 & -0.075 \\ 0.075 & -0.075 & 0.090 \end{bmatrix}$$

$$(K'_{11})_c = EA \begin{bmatrix} 0.063 & -0.063 & -0.075 \\ 0.063 & 0.063 & -0.075 \\ -0.075 & -0.075 & 0.090 \end{bmatrix} \quad (K'_{11})_d = EA \begin{bmatrix} 0.063 & -0.063 & -0.075 \\ -0.063 & 0.063 & 0.075 \\ -0.075 & 0.075 & 0.090 \end{bmatrix}$$

$$(K'_{11})_e = EA \begin{bmatrix} 0.093 & -0.032 & 0.037 \\ -0.031 & 0.010 & -0.012 \\ -0.037 & -0.012 & 0.015 \end{bmatrix} \quad (K'_{11})_f = EA \begin{bmatrix} 0.200 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$(K'_{11})_g = EA \begin{bmatrix} 0.093 & -0.031 & -0.037 \\ -0.031 & 0.010 & 0.012 \\ -0.037 & 0.012 & 0.015 \end{bmatrix}$$

Sólo se ha calculado el K_{11}' de cada barra ya que $K_{22}' = K_{11}'$ y $K_{12}' = K_{21}' = K_{11}'$.
Sustituyendo en la ec. Fuerza-desplazamiento se obtiene:

$$\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -5 \\ 0 \\ 0 \\ -5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.419 & -0.031 & 0.113 & -0.200 & 0 & 0 \\ -0.031 & 0.136 & 0.012 & 0 & 0 & 0 \\ 0.113 & 0.012 & 0.195 & 0 & 0 & 0 \\ -0.200 & 0 & 0 & 0.419 & -0.031 & -0.113 \\ 0 & 0 & 0 & -0.031 & 0.136 & -0.012 \\ 0 & 0 & 0 & -0.113 & -0.012 & 0.195 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'_{XE} \\ d'_{YE} \\ \theta'_{ZE} \\ d'_{XF} \\ d'_{YF} \\ \theta'_{ZF} \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema por cualquier método de solución se obtiene:

$$\begin{bmatrix} d'_x \\ d'_y \\ d'_z \\ d'_x \\ d'_y \\ d'_z \end{bmatrix} = \frac{1}{EA} \begin{bmatrix} 5.49 \\ 3.81 \\ -29.06 \\ -5.49 \\ -3.81 \\ -29.06 \end{bmatrix}$$

La ecuación fuerza-desplazamiento de la barra está dada por:

$$P_1' = K_{11}' D_1' + K_{12}' D_2'$$

$$P_2' = K_{21}' D_1' + K_{22}' D_2'$$

por compatibilidad

$$\begin{aligned} d_{1a}' &= 0 & d_{2a}' &= D_E' \\ d_{1b}' &= 0 & d_{2b}' &= D_E' \\ d_{1c}' &= 0 & d_{2c}' &= D_F' \\ d_{1d}' &= 0 & d_{2d}' &= D_F' \\ d_{1e}' &= 0 & d_{2e}' &= D_F' \\ d_{1f}' &= D_E' & d_{2f}' &= D_F' \\ d_{1g}' &= 0 & d_{2g}' &= D_E' \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación fuerza-desplazamiento para cada barra.

Barra "a"

$$P_{1a}' = EA \begin{bmatrix} -0.063 & -0.063 & -0.075 \\ -0.063 & -0.063 & -0.075 \\ -0.075 & -0.075 & -0.090 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 5.49631 \\ 3.81704 \\ -29.0610 \end{bmatrix} \frac{1}{EA} = \begin{bmatrix} 1.59283 \\ 1.59283 \\ 1.91699 \end{bmatrix}$$

$$P_{2a}' = \begin{bmatrix} 1.59283 \\ 1.59283 \\ 1.91699 \end{bmatrix}$$

Barra "b"

$$P_{1b}' = EA \begin{bmatrix} -0.063 & 0.063 & -0.075 \\ 0.063 & -0.063 & 0.075 \\ -0.075 & 0.075 & -0.090 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 5.49631 \\ 3.81704 \\ -29.0610 \end{bmatrix} \frac{1}{EA} = \begin{bmatrix} 2.07378 \\ -2.07378 \\ 2.48955 \end{bmatrix}$$

$$P_{2b}' = \begin{bmatrix} 2.07378 \\ -2.07378 \\ 2.48955 \end{bmatrix}$$

Barra "c"

$$P'_{1c} = EA \begin{bmatrix} -0.063 & -0.063 & 0.075 \\ -0.063 & -0.063 & 0.075 \\ 0.075 & 0.075 & -0.090 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 5.49631 \\ 3.81704 \\ -29.0610 \end{bmatrix} \frac{1}{EA} = \begin{bmatrix} -1.59283 \\ -1.59283 \\ 1.91699 \end{bmatrix}$$

$$P'_{2c} = \begin{bmatrix} -1.59283 \\ -1.59283 \\ 1.91699 \end{bmatrix}$$

Barra "d"

$$P'_{1d} = EA \begin{bmatrix} -0.063 & 0.063 & 0.075 \\ 0.063 & -0.063 & -0.075 \\ 0.075 & -0.075 & -0.090 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -5.49631 \\ -3.81704 \\ -29.0610 \end{bmatrix} \frac{1}{EA} = \begin{bmatrix} -2.07378 \\ 2.07378 \\ -2.48955 \end{bmatrix}$$

$$P'_{2d} = \begin{bmatrix} 2.07378 \\ -2.07378 \\ -2.48955 \end{bmatrix}$$

Barra "e"

$$P'_{1e} = EA \begin{bmatrix} -0.093 & 0.031 & 0.037 \\ 0.031 & -0.010 & 0.012 \\ -0.037 & 0.012 & -0.015 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -5.49631 \\ -3.81704 \\ -29.0610 \end{bmatrix} \frac{1}{EA} = \begin{bmatrix} 1.46809 \\ -0.48095 \\ 0.59347 \end{bmatrix}$$

$$P'_{2e} = \begin{bmatrix} 1.46809 \\ -0.48095 \\ 0.59347 \end{bmatrix}$$

Barra "f"

$$P'_{1f} = \begin{bmatrix} 2.19852 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad P'_{2f} = \begin{bmatrix} -2.19852 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Barra "g"

$$P'_{1g} = EA \begin{bmatrix} -0.093 & 0.031 & 0.037 \\ 0.031 & -0.010 & -0.012 \\ 0.037 & -0.012 & -0.015 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 5.49631 \\ 3.81704 \\ 29.0610 \end{bmatrix} \frac{1}{EA} = \begin{bmatrix} -1.46809 \\ 0.48095 \\ 0.59347 \end{bmatrix}$$

$$P'_{2g} = \begin{bmatrix} -1.46809 \\ -0.48095 \\ -0.59347 \end{bmatrix}$$

Comprobación por equilibrio

$$\bar{P}'_E = \bar{P}'_{2a} + \bar{P}'_{2b} + \bar{P}'_{1f} + \bar{P}'_{2g}$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.59283 \\ -1.59283 \\ -1.91699 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -2.07378 \\ 2.07378 \\ -2.48955 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2.19852 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1.46809 \\ -0.48095 \\ -0.59347 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -5 \end{bmatrix}$$

$$\bar{P}'_E = \bar{P}'_{2a} + \bar{P}'_{2b} + \bar{P}'_{1f} + \bar{P}'_{2g}$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.59283 \\ 1.59283 \\ 1.91699 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2.07378 \\ -2.07378 \\ -2.48955 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -2.19852 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -1.46809 \\ 0.48095 \\ 0.59347 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -5 \end{bmatrix}$$

Rotación del sistema global a local

$$\bar{P} = \bar{T} \bar{P}'$$

Barra "a"

$$P'_{1a} = \begin{bmatrix} 0.539 & 0.539 & 0.647 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.59283 \\ 1.59283 \\ 1.91699 \end{bmatrix} = 2.9574 \text{ ton}$$

$$P'_{2a} = 2.9574 \text{ ton}$$



Barra "b"

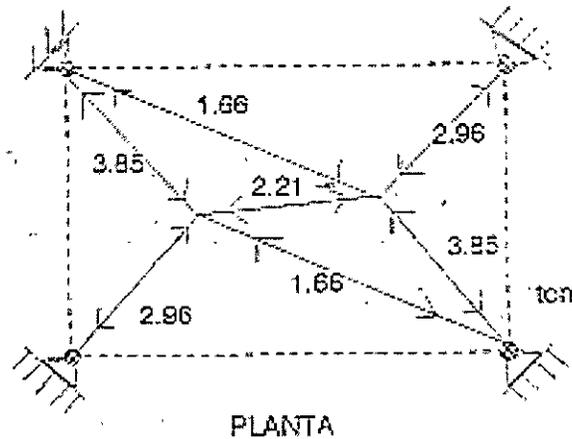
$$P'_{1b} = \begin{bmatrix} 0.539 & -0.539 & 0.647 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2.07378 \\ -2.07378 \\ 2.48955 \end{bmatrix} = 3.85 \text{ ton}$$

$$P'_{2a} = -3.85 \text{ ton}$$



y así para el resto de las barras.

Finalmente:



4. DISEÑO DE ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN EL PUENTE 5.5hrs

Objetivo: Conocer las metodología aplicadas en el diseño de los elementos que componen un puente.

4.1 Subestructuras. Se describen los conceptos básicos en el diseño de las subestructuras.

De mampostería

De concreto reforzado

Superficiales

Profundas

4.2 Superestructuras. Se describen los conceptos básicos que componen estos elementos.

Sistemas de piso

De concreto reforzado

De concreto presforzados

4.1 Subestructuras

La subestructura de un puente está formada por estribos y pilas. La función de estos es resistir los extremos del puente, y generalmente servir de muro de retención. Las pilas son los apoyos intermedios del puente.

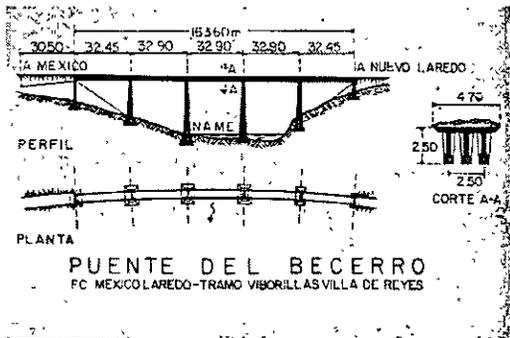
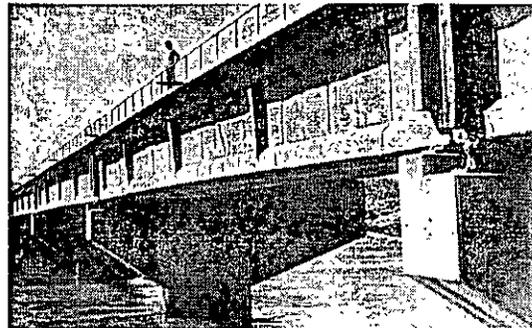
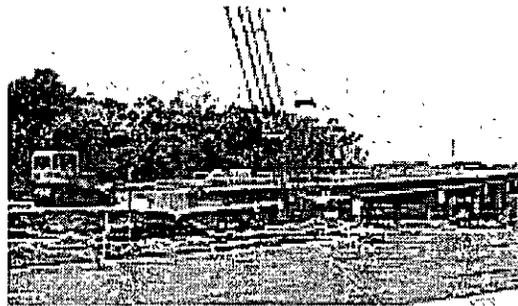
Conviene indicar, para evitar confusiones, que el término pila tiene dos significados de acuerdo con su uso. Por una parte, es un miembro estructural subterráneo que transmite la carga a estratos capaces de soportarla, y por otra es el apoyo de la superestructura de un puente, significado este último que será el que se considere en este inciso.

Entre los factores a considerar en la elección de la subestructura están:

- Las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por la superestructura, las actuantes directamente sobre ésta, y las debidas al empuje de tierras en el caso de estribos.
- La altura de pilas.
- El material de construcción en la región.
- El costo de pilas y estribos.
- El aspecto estético de las pilas.

Las pilas y estribos deben resistir la acción de diferentes combinaciones de carga, debidas a la acción del tráfico, el viento, la presión de la corriente, sismos, etc.

En algunas partes de los estribos, los esfuerzos máximos pueden ser causados por acciones diferentes a las que producen los máximos esfuerzos en otras zonas, como en el cabezal, donde los mayores esfuerzos provienen de las cargas transmitidas por la superestructura, o bien la base del muro del estribo, cuyos momentos máximos pueden resultar del empuje de tierras. Así mismo en las pilas, algunas condiciones de carga serán más desfavorables para los esfuerzos, y otras para la estabilidad de la estructura. La estabilidad de estos elementos se debe revisar suponiendo que no exista la superestructura cuando se consideren las cargas horizontales de viento, sismo, etc., ya que esta condición es crítica.



Cuando las pilas están sujetas a la acción de la corriente hidráulica, conviene hacerles bordes redondeados o con forma hidrodinámica, para reducir la presión de la corriente.

Su altura depende del punto de vista de su costo ya que al aumentar su tamaño se suman los elementos mecánicos de diseño y con ello la posibilidad de falla por esbeltez.

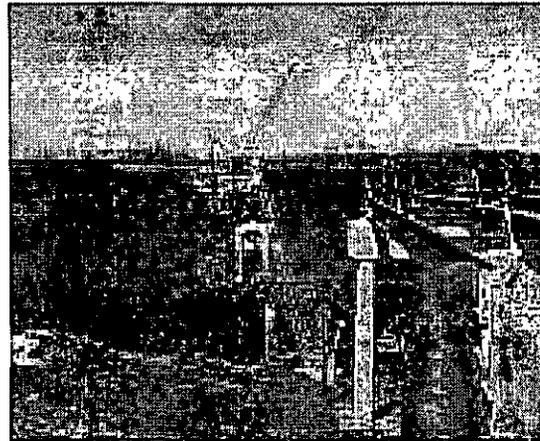
Generalmente, los materiales de la subestructura son concreto, acero, y mampostería. La elección de estos es importante, e implica el conocimiento de

parámetros tales como la posibilidad de fabricar o acarrear concreto a la obra, o la existencia de piedra en la zona, lo cual puede llevar a elegir elementos de mampostería que son económicos hasta alturas de 14 m a 16 m. En tanto que los estribos económicos son hasta unos 11 m.

La piedra es algunas veces usada como revestimiento y así incrementar la resistencia a la erosión, especialmente cerca de la superficie de la corriente de existir ésta, o bien para una mejor apariencia.

Cuando se utilizan como pilas elementos de acero, deben protegerse de la humedad mediante pintura o revestimientos que pueden ser de concreto, sobre todo cuando están sujetos a ciclos de mojado y secado.

Por mucho tiempo, las subestructuras fueron diseñadas sin considerar la estética; actualmente el ingeniero proyectista toma para la estética del puente el manejo de diferentes formas de pilas y estribos. El concreto, por su facilidad de moldeo ofrece por sí mismo una ventaja para el desarrollo arquitectónico, sobre todo en las pilas, donde existe más libertad para darles formas distintas. Sin embargo, el costo, siempre debe considerarse al elegir la forma de la subestructura.

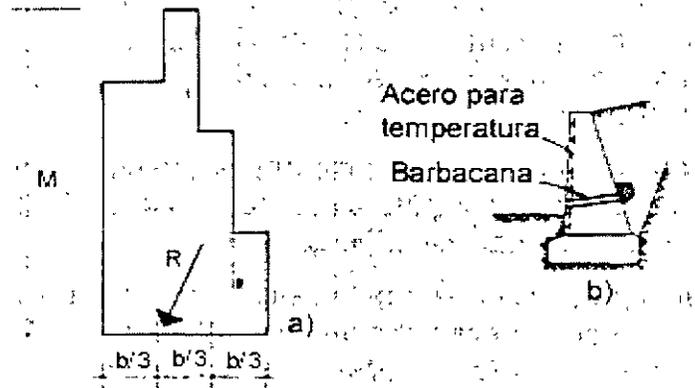


Si el puente tiene que tenderse a gran altura sobre el terreno, o las condiciones de cimentación son deficientes, los costos por pila son altos, y la economía de la obra en su conjunto se logra mediante aumentar las luces entre los apoyos con objeto de reducir el número de pilas. Una regla conocida en la ingeniería de puentes establece que en cuanto al costo, la mejor economía se logra cuando el monto de la superestructura es igual a la de la subestructura. Para que esto sea totalmente aplicable, la altura de las pilas, los materiales de cimentación, y otras condiciones de construcción deben ser iguales para cada pila.

Los elementos de subestructura se pueden clasificar conforme a las características de los diferentes tipos cuando son construidos de concreto.

Estribos de gravedad

Son de construcción simple, y hasta altura de 5 m, para alturas mayores, el volumen de concreto es muy grande. Se muestran las secciones típicas de estos estribos.

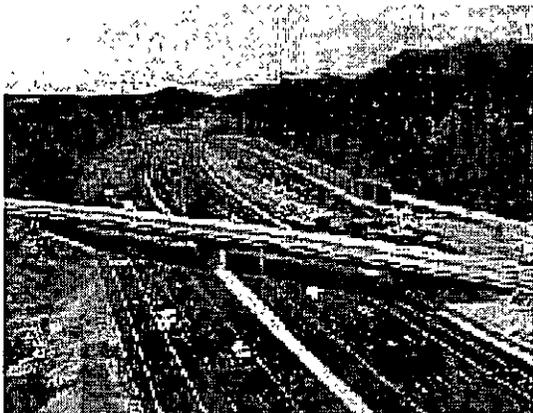
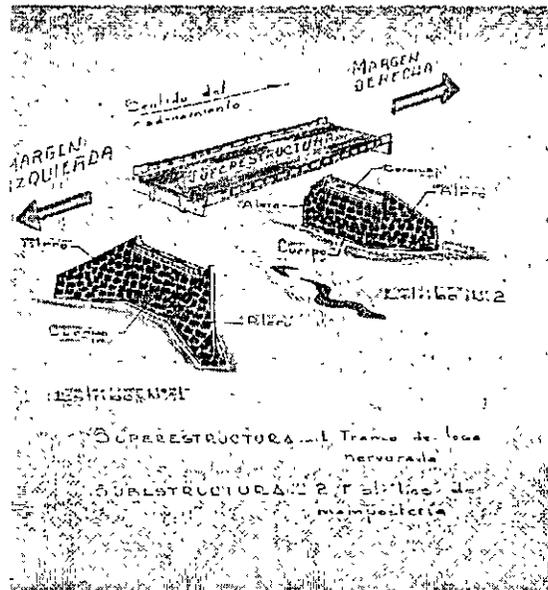


Estribos de gravedad

En la práctica el ángulo se limita a no más de 30°.

La estabilidad de estos estribos depende de su peso y del suelo en que se apoyen. Para que su comportamiento sea adecuado, la resultante de las fuerzas que actúan sobre él y las de su peso deben pasar por el tercio medio de la base (como se indica en las figuras), con lo cual se evitan las tensiones en ella.

Cuando se presupongan desplazamientos diferenciales del suelo, no es recomendable el uso de estos estribos al no tener flexibilidad para adaptarse a tales movimientos, a menos que se construyan en secciones cortas e independientes.



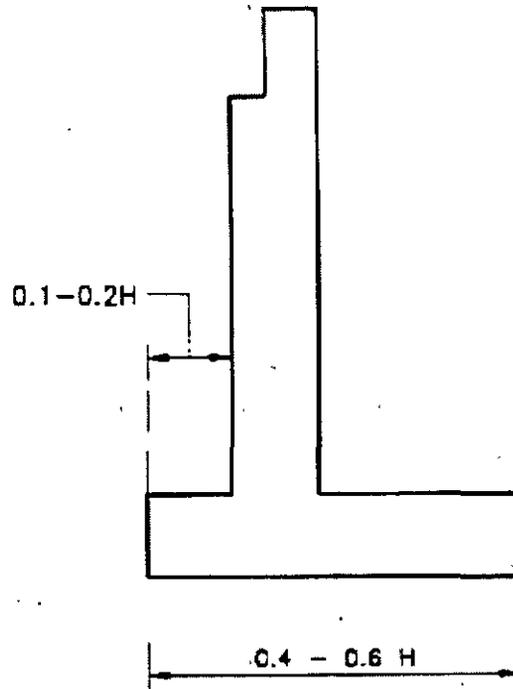
Los estribos de gravedad de concreto sufren agrietamientos durante el proceso de fraguado, por lo que es conveniente utilizar en su construcción cemento Portland de bajo calor; también es recomendable colocar un pequeño en la cara expuesta a la intemperie para evitar el agrietamiento futuro por cambios de temperatura.

Estribos en cantiliver.

Este tipo de estribos puede dividirse en tres:

Estribos en cantiliver libre

Este tipo de estribos resulta económico hasta 7 m de altura. Para alturas mayores el refuerzo requerido por los momentos crece tanto, que se prefiere utilizar contrafuertes. En la fig. se presenta la sección de estos estribos.

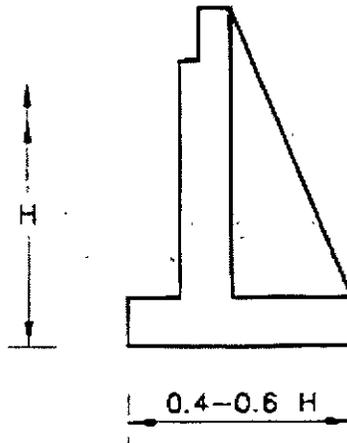


Estribos en cantiliver libre.

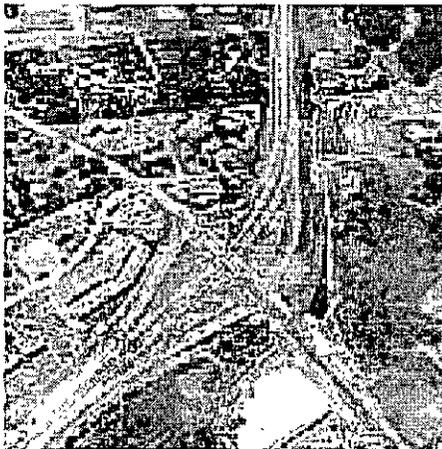
Estribos en cantiliver con contrafuertes.

Este tipo de estribos se utiliza en alturas que rebasan a los 7 m.

El espaciamiento de los contrafuertes es del orden $1/3$ a $1/2$ de la altura del estribo; las paredes de retención se diseñan como losas apoyadas en los contrafuertes. En la figura se indica la sección de estos elementos.



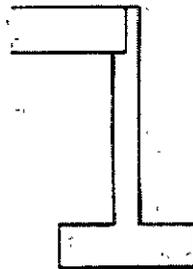
Estribos en cantiliver con contrafuertes



Estribos en cantiliver apuntalado.

Cuando los claros del puente son menores de 10 m, no es necesario dejar juntas de expansión para la losa, pudiéndose construir pegada al estribo. Esta condición permite calcular los estribos como vigas apoyadas en sus extremos en el empuje de tierras, de ahí la conveniencia de montar la losa del puente antes de colocar el relleno.

Este tipo de estribos se ilustra en la figura

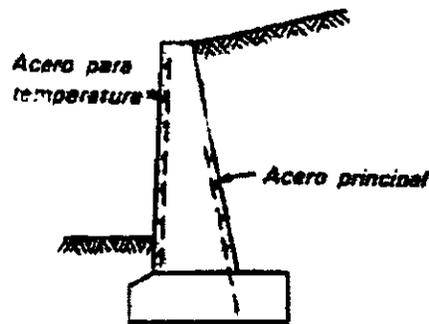


Estribos en cantiliver apuntado.

Estribos de semigravedad.

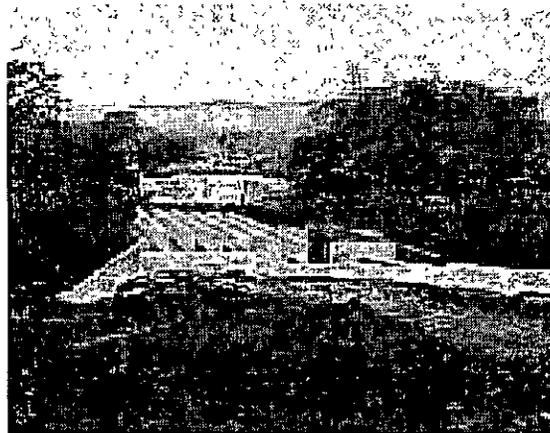
Este tipo de estribo es algo más esbelto que el de gravedad, y requiere de refuerzo mediante varillas verticales a lo largo del parámetro interior, así como de

otras que se continúan dentro de las zapatas. Al igual que en los muros de gravedad, es conveniente colocar un armado por temperatura en la cara expuesta.



Estribos de semigravedad.

Es recomendable el uso de estos estribos, más que los de cantiliver, cuando lo más importante sean su permanencia y los bajos costos de mantenimiento, pues no obstante que su espesor ocasiona un mayor costo inicial, los hace más resistentes a los agentes desgastantes.

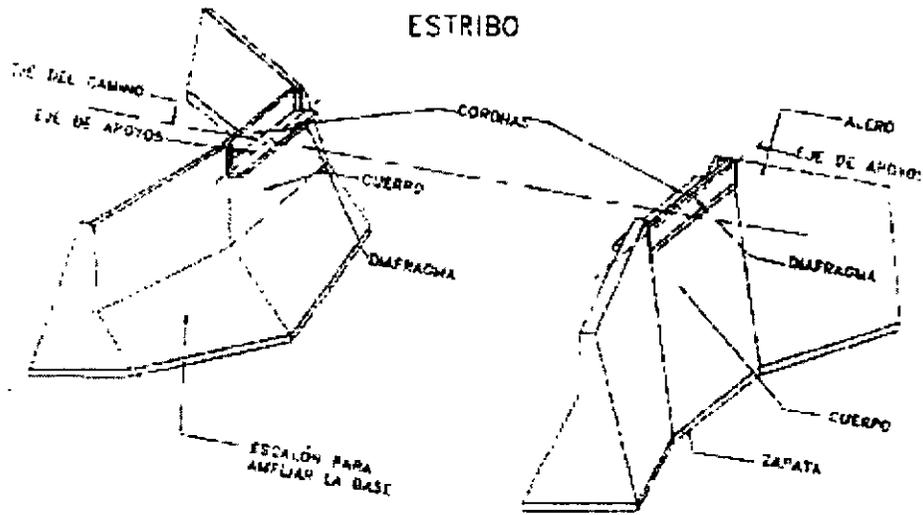


Estribos con aleros.

Para aumentar la estabilidad del muro de retención, se utilizan aleros construidos monolíticamente con el muro que sirve de apoyo al puente. Estos aleros pueden contribuir a la retención del terraplén de acceso al puente, en cuyo caso es conveniente ligarlos entre sí.

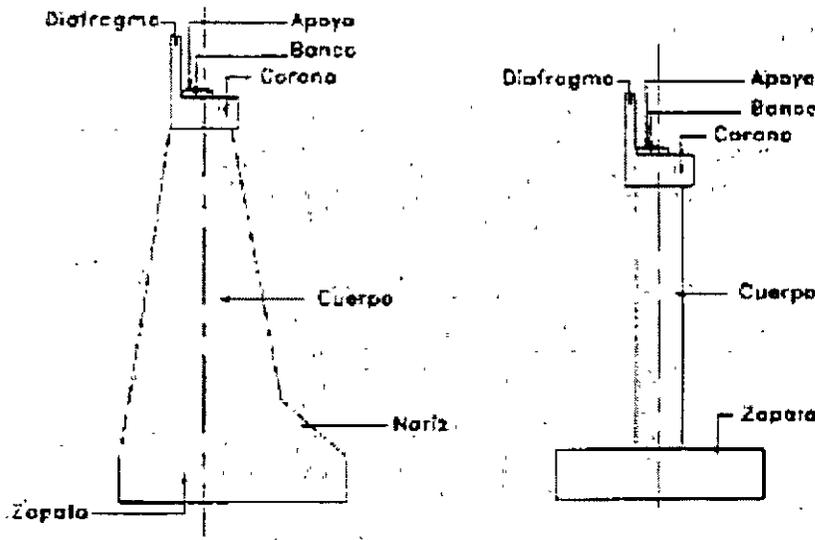
Cuando los aleros están paralelos al eje del camino, los estribos reciben el nombre de estribos en U. El desarrollo posterior de los estribos en U dio lugar a los estribos en cajón.

PERSPECTIVA
ESTRIBO



PLANO 4.2.3

PARTES QUE SE COMPONEN UN ESTRIBO

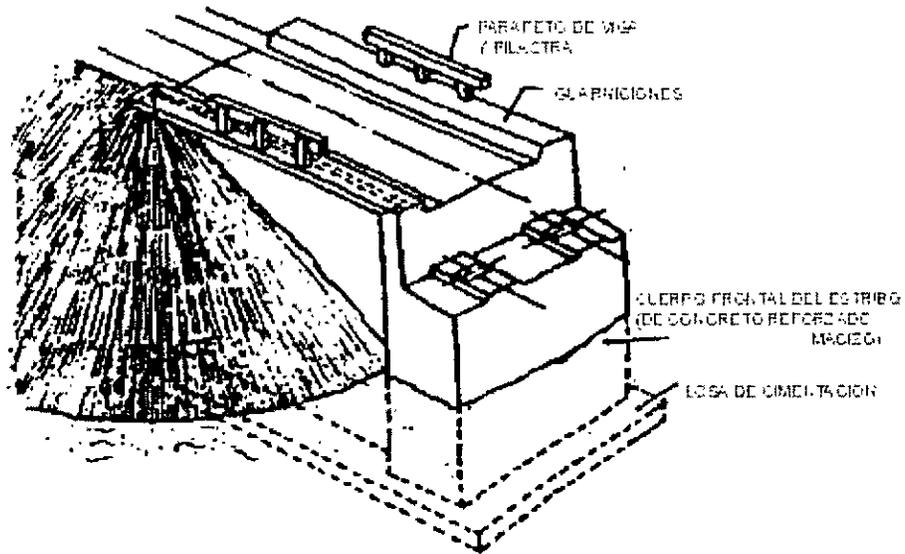


MAMPOSTERIA, CONCRETO CICLOPEO,
COCRETO EN MASA O CONCRETO SIMPLE

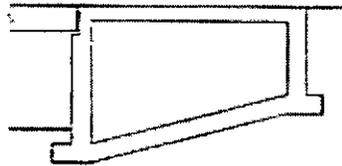
CONCRETO REFORZADO

PLANO 4.2.3.1.1

Estribo con aleros no paralelos al eje del camino.



Estribo en U.

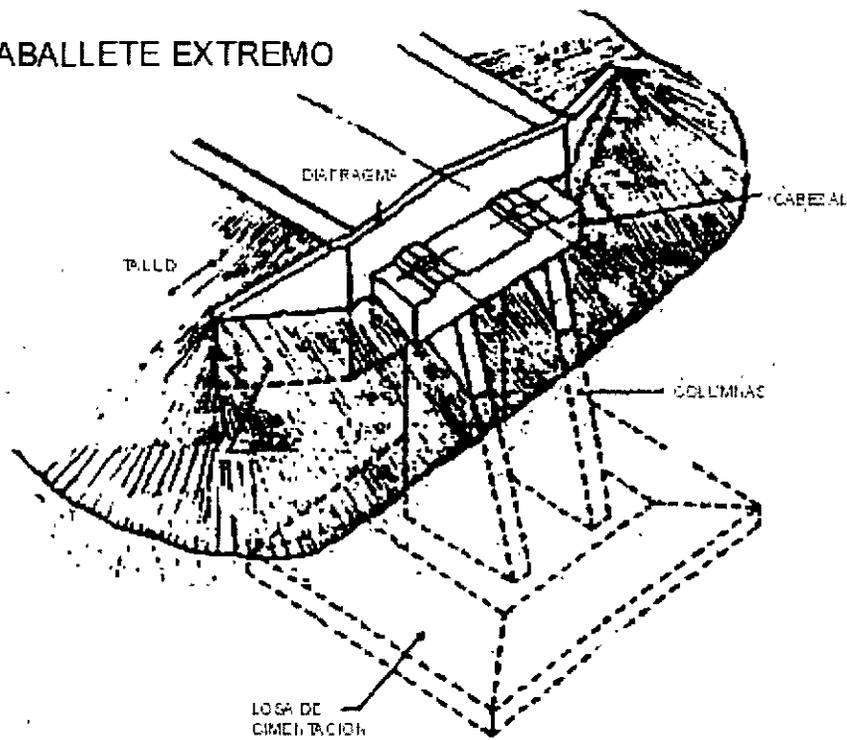


Estribos en cajón.

Caballetes

El caballete puede considerarse como un tipo especial de estribo, en el que no existe el muro de retención y se permite el desarrollo del talud del terraplén a través de él. Este tipo de apoyos requiere menos material que los estribos de retención, sólo que cuando el talud es muy tendido puede implicar claros mayores para el puente.

CABALLETE EXTREMO



Caballetes.

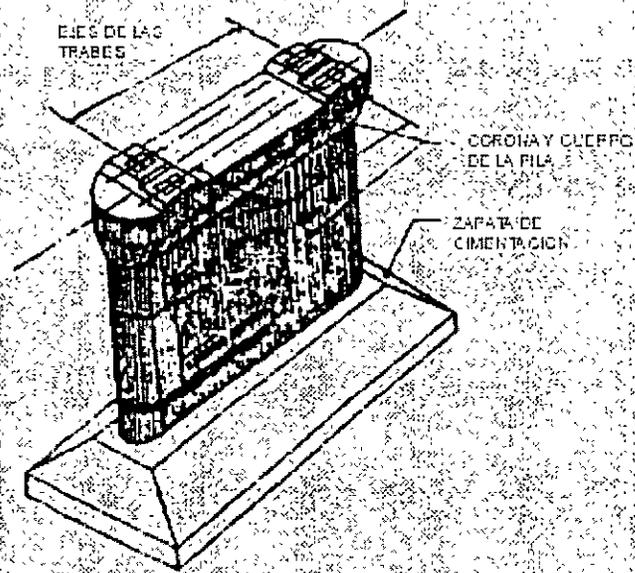
Pilas de gravedad:

Son de diseño simple y de procedimiento constructivo fácil, económico y relativamente rápido. Se utilizan cuando la altura del puente es baja; para alturas mayores la parte inferior se puede construir maciza y la superior hueca.

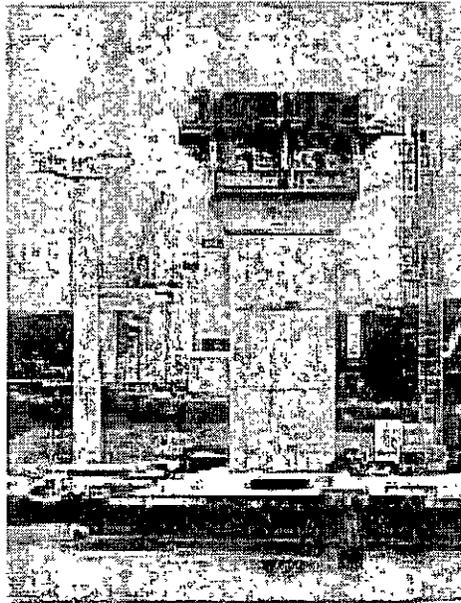
El refuerzo en estas pilas es necesario tanto por la contracción del concreto, como por los cambios de temperatura. Consiste en varillas verticales en la periferia, y estribos horizontales.

Este tipo de pilas de muestra

PILA DE CONCRETO REFORZADO



Pila de gravedad.



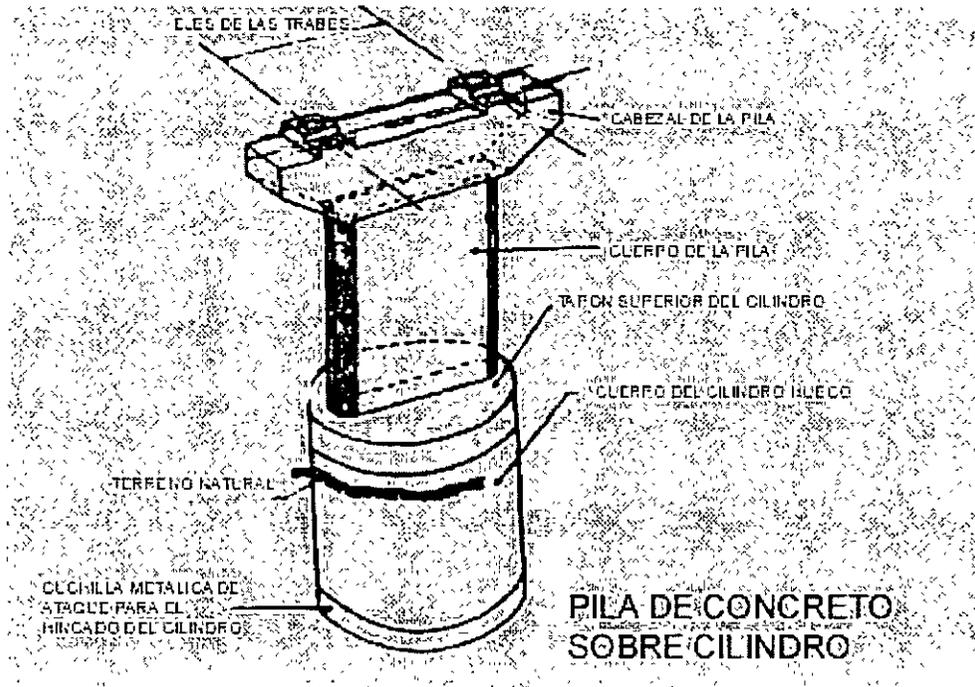
Pilas en forma de T.

Este tipo de pilas se emplea cuando la altura del puente es tal que la pila de gravedad deja de ser económica por los grandes volúmenes de concreto.

Constan de un cuerpo vertical circular o rectangular, macizo o hueco, que en la parte superior se amplía a manera de T para dar apoyo a las traveses longitudinales

de la superestructura. Este elemento horizontal de soporte se refuerza con varillas horizontales que resisten el momento de cantiliver y con estribos que resisten el cortante.

El cuerpo vertical de la pila debe diseñarse para resistir los momentos que le transmita la ampliación superior; su área de acero está limitada por lo menos al 1% del área de concreto de la sección transversal, lo cual es suficiente para alturas moderadas.



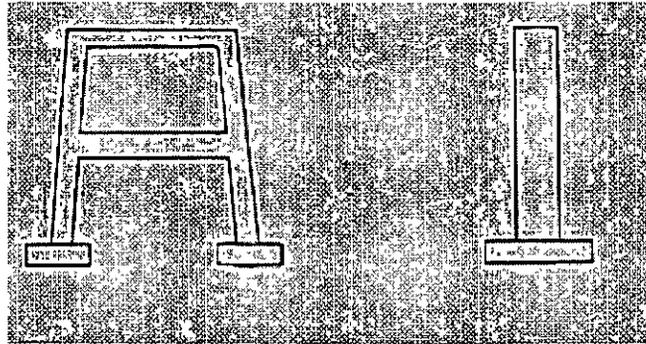
Pila en forma de T.



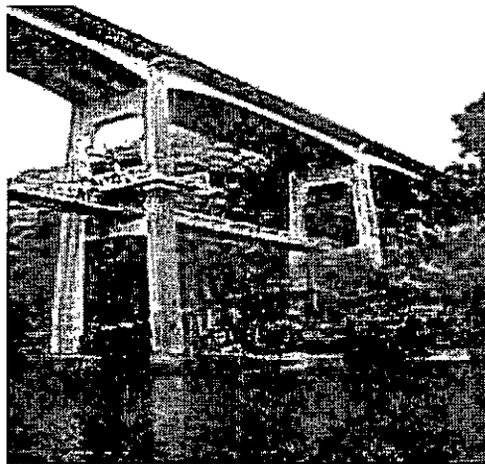
Pilas en marco:

Las pilas que se ilustran en la fig 21 se utilizan cuando la altura del puente y las fuerzas horizontales actuantes lleguen a ocasionar fuertes momentos, que en el caso de pilas en T, requieren de grandes secciones y refuerzos.

Las columnas pueden ser verticales o ligeramente inclinadas para aumentar la estabilidad, y su sección puede ser uniforme o aumentar de arriba hacia abajo. Para rigidizar la estructura y reducir los efectos de esbeltez de las columnas, se pueden usar traves horizontales.



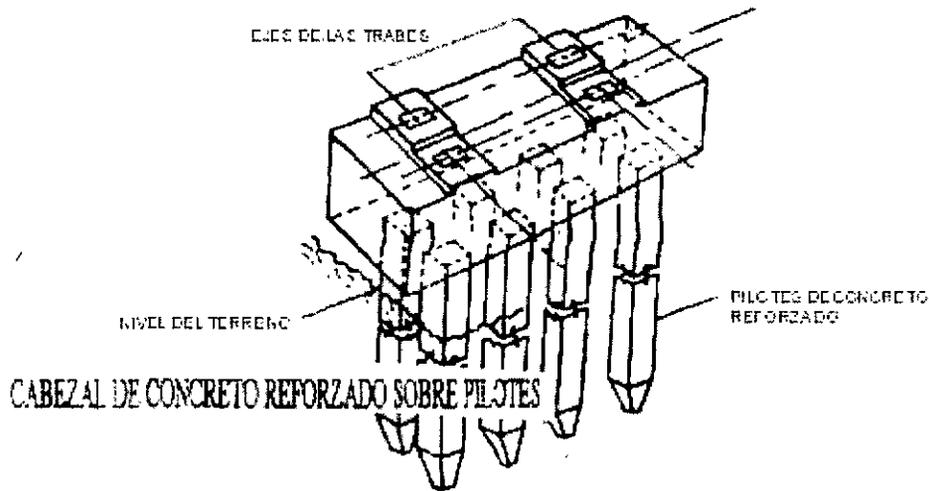
Pila en marco.



Pilas formadas por conjunto de pilotes.

Cuando la altura del puente es baja, y para su cimentación se requieren pilotes, éstos se pueden extender y ligar entre sí para dar apoyo a la superestructura. (fig. 22)

Algunos pilotes se inclinan para dar mayor estabilidad a la estructura y a la sección de fuerzas horizontales.



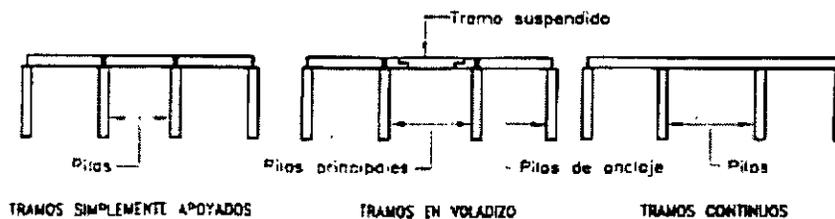
4.2 Superestructuras

No es fácil establecer normas o reglas que puedan llevar al ingeniero a elegir el tipo óptimo de superestructura en un proyecto de puentes, pero puede normarse el criterio con base en la experiencia en este tipo de proyectos y en el conocimiento del análisis de precios unitarios. En lo que resta de este subinciso se presentan algunas definiciones, o clasificaciones de tipos de superestructuras, a manera de ayuda para la elección de las mismas.

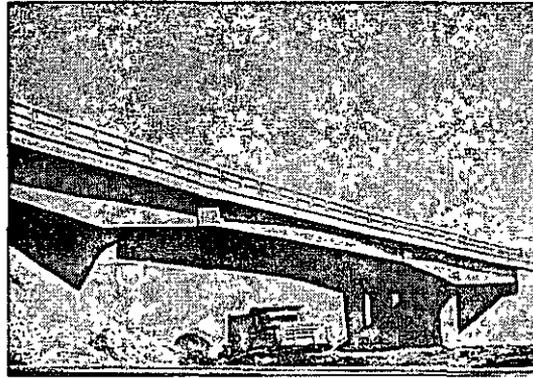
Puentes determinados o indeterminados estáticamente (exteriormente).

Cuando el claro por salvar en un puente, es lo suficientemente grande como para requerir de múltiples tramos, el ingeniero proyectista debe elegir entre una superestructura determinada o indeterminada estáticamente. En el primer caso es factible utilizar una serie de tramos simplemente apoyados, o tramos en voladizo, y en el segundo caso, tramos continuos.

En la fig. 23 se muestran las disposiciones interiores para puentes de tres claros.

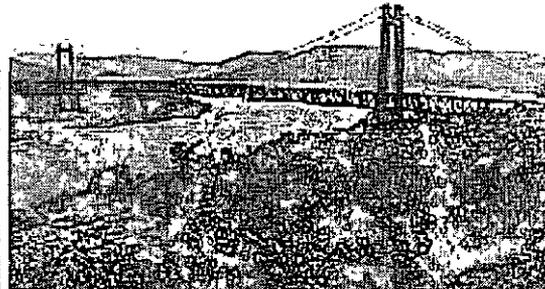
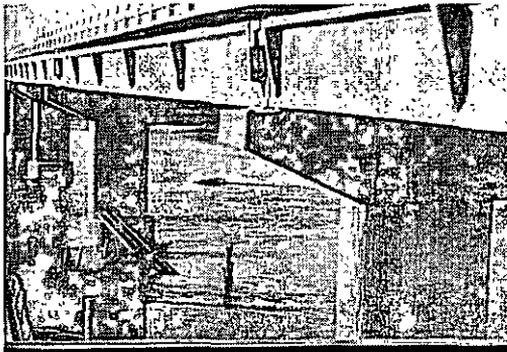


Disposición estructural de los principales miembros de carga de un puente.



Entre las ventajas de los tramos simplemente apoyados, contra los tramos continuos, están:

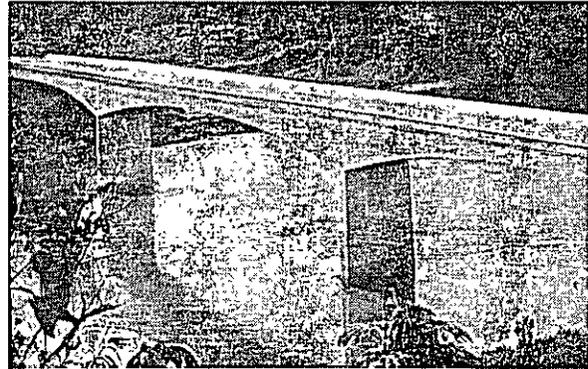
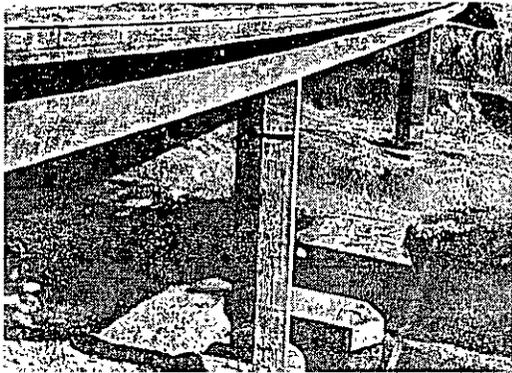
1. La estructura es estáticamente determinada, lo que simplifica el análisis.
2. Pueden utilizarse donde las condiciones de cimentación son deficientes, ya que los asentamientos diferenciales de las pilas no incrementan los esfuerzos en las traveses longitudinales.
3. La erección es más sencilla y rápida.
4. Los tramos pueden ser prefabricados.



Ventajas de los tramos continuos, sobre los tramos simplemente apoyados:

1. Se puede tener en la superestructura un ahorro apreciable de material.
2. Se requiere un menor número de apoyos al ser posible realizar tramos más largos.
3. Se reducen las vibraciones y las deformaciones.
4. Las fuerzas longitudinales en la superestructura pueden ser transmitidas hasta los estribos, en vez de transportarlas parcialmente a las pilas.
5. Los tramos continuos resisten mayores cargas de ruptura.
6. Las estructuras continuas son ideales para el montaje tipo voladizo.
7. Se requieren menos dispositivos de expansión.
8. Se puede lograr una apariencia más agradable debido a la posibilidad de variar la longitud del tramo y el

peralte de las trabes.



Respecto a los tramos en voladizo, su construcción consiste esencialmente en dos tramos simplemente apoyados; cada uno con extremos sobresalientes o volados (como se muestra en la fig. 23), con otro simplemente apoyado entre los dos extremos en voladizo.

En los puentes en voladizo es factible aprovechar la simplicidad de análisis de una estructura isostática, y las ventajas de un puente continuo. Esto se logra mediante localizar articulaciones en los puntos de reflexión en el claro central de la estructura respecto a las cargas muertas, ya que dichos puntos se desplazan para la carga viva. Para tramos largos, con sus grandes cargas muertas, los puentes en voladizo se comparan muy favorablemente con la construcción continua, pero en tramos cortos, la construcción continua será más económica.

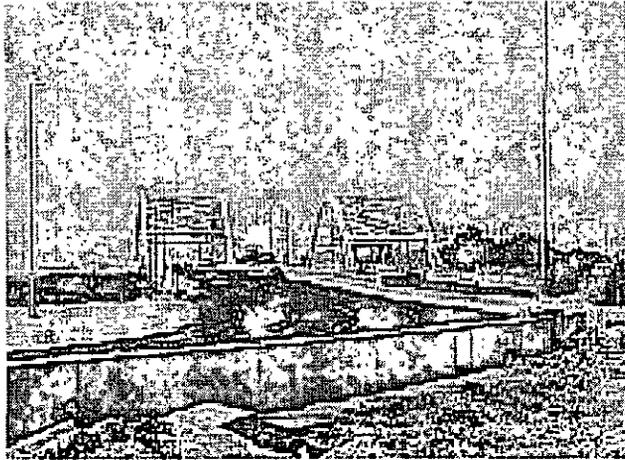
Los puentes en voladizo poseen la ventaja del montaje en voladizo, además de las ventajas de los tramos simplemente apoyados. Entre las desventajas de estos puentes están, que son menos rígidos que los puentes de tramos continuos, requieren conexiones articuladas especiales, y puede haber levantamiento de pilas de anclaje (estribos), y necesitarse la presencia de reacciones muy grandes en las pilas principales (ver fig. 23).

Al inicio del diseño del puente, el ingeniero proyectista debe hacer una selección en base a las ventajas y desventajas mencionadas anteriormente para cada caso. Como cada sitio es diferente, el peso de las desventajas mencionadas no es el mismo para distintos puentes.



Si las condiciones de cimentación son buenas y otras características del sitio indican tramos medios o largos, la estructura continua presenta el menor costo. Para tramos cortos, sólo hay una pequeña diferencia en el costo, además la velocidad y simpleza de la construcción puede favorecer el uso de tramos simplemente apoyados. Cuando se utilizan elementos prefabricados, los tramos simplemente apoyados son los aprovechados más frecuentemente. Las vigas de concreto coladas "in situ" pueden ser fácilmente formadas como vigas continuas, y el ahorro en peso y una mejor apariencia (con vigas de peralte variable), son ventajas definitivas.

Un puente continuo puede tener dos o más tramos, sin embargo, cinco tramos continuos son usualmente el máximo, ya que las expansiones y las fuerzas longitudinales en la subestructura se vuelven problemas difíciles para puentes largos. Las superestructuras continuas usuales en puentes constan de tres tramos, siendo el central de $1/5$ a $1/3$ más largo que los tramos extremos. En cuanto a puentes de dos tramos continuos, resultan ser sólo un poco más económicos que los simplemente apoyados. La realización de diseños alternos, y la determinación de sus costos, complementarán la selección entre tramos continuos y simplemente apoyados.



Puentes de paso inferior, superior y a través.

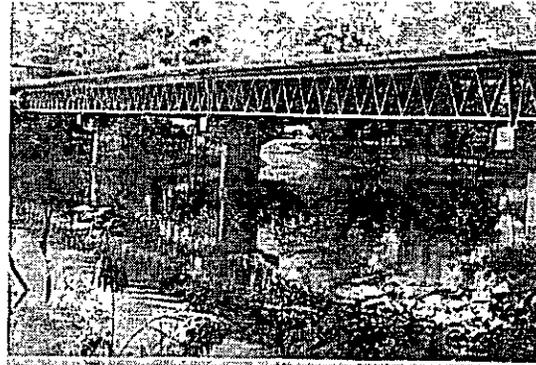
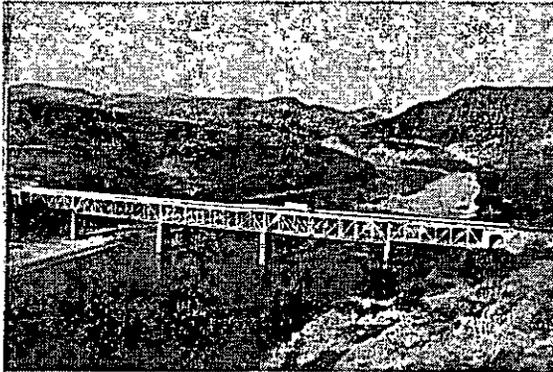
Otros aspectos importantes para la elección del tipo de superestructura, lo constituyen las necesidades de altura libre vertical bajo la misma, y el nivel requerido de la rasante del camino. Esto da origen a los puentes de paso inferior, superior y a través.

En los puentes de paso inferior, el sistema de piso se conecta a la porción de los miembros principales de carga. Este tipo de puente es especialmente útil en el caso de que haya escasa altura libre vertical, entre el nivel del agua de la avenida de diseño y la rasante del camino, de modo que no se pueda alojar en este espacio el peralte, y por razones de construcción del camino se prefiera no modificar el nivel de la rasante.

De igual forma que en el caso anterior, si se tienen restricciones por altura libre vertical y el nivel de la rasante pero el sistema de piso se conecta en la porción media de los miembros principales de carga y no existe contraventeo encima del tránsito, se dice que el puente es de paso a través.

Para reducir el efecto de confinamiento sobre los usuarios de los puentes, los puentes de paso inferior y a través se construyen con armaduras metálicas, de

aquí que los puentes de paso a través, se denominen puentes de armaduras enanas o "puentes pony". Este tipo de puente no se usa actualmente.



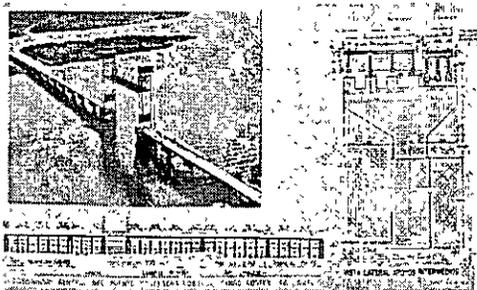
En los puentes de paso superior, el sistema de piso se coloca en la parte superior de los miembros principales de carga, de modo que no se requiere contraventeo alguno sobre su parte superior, por encima de los vehículos.

Los puentes de paso superior tienen todas las ventajas sobre los de paso inferior, excepto la de la altura libre vertical abajo de él, a partir de la rasante. Hay espacio libre limitado en el sentido vertical y horizontal sobre el sistema de piso, de modo que la expansión futura es más factible. Otra muy importante, es que las armaduras o traveses de apoyo pueden colocarse muy cerca, reduciendo los momentos transversales en el sistema de piso que resulta más simple que en los puentes de paso inferior y a través; ya sin existir la restricción de altura libre vertical, el tipo de puente más usual es el de paso superior por sus ventajas sobre los otros tipos, además de tener una apariencia más agradable.

***Puentes con grande y pequeña altura libre bajo ellos.
Puentes móviles.***

Para elegir el del tipo de superestructura de un puente que cruce una vía navegable, el ingeniero proyectista puede inclinarse por un puente de gran altura libre, pero con tramo móvil. La altura libre a que se hace referencia corresponde a la distancia libre vertical entre la parte inferior del puente, y la superficie del agua correspondiente al nivel de aguas máximo ordinario.

Los puentes de gran altura libre, permiten el paso del tránsito fluvial bajo la superestructura sin interrumpir el tránsito de vehículos sobre ellos.



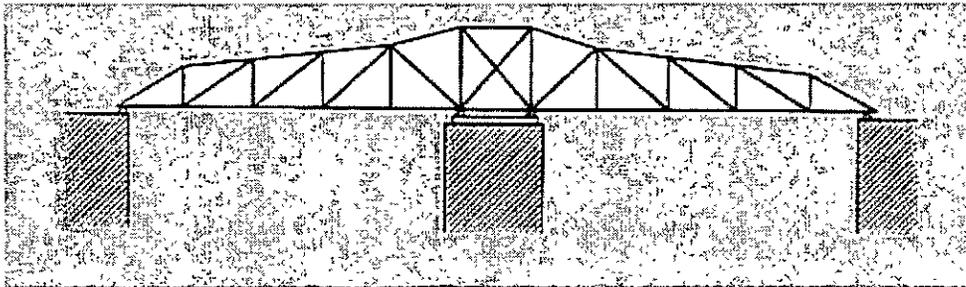
Este tipo de puentes tiene costos iniciales mucho más grandes que los puentes de pequeña altura libre, sus accesos requieren grandes longitudes de desarrollo, tienen pendientes fuertes, y pueden obstruir calles en áreas urbanas.

Los puentes de pequeña altura libre tienen costos iniciales menores, requieren longitudes de desarrollo más pequeñas por sus accesos, permiten el paso rápido de los vehículos (cuando no está pasando un barco) y los costos de operación de los vehículos que los cruzan son reducidos.

Por otra parte, los puentes de pequeña altura libre con secciones móviles, representan siempre una molestia para el tránsito de vehículos y barcos, siendo un riesgo real para el tránsito terrestre en caso de emergencia para desplazamientos de bomberos, ambulancias, etc. Requieren gastos adicionales para los operadores que abren y cierran el puente así como el costo de la maquinaria y la energía para abrir y cerrar.

Los tres tipos usuales de puentes móviles son: el puente giratorio, el puente vertical y el puente basculante.

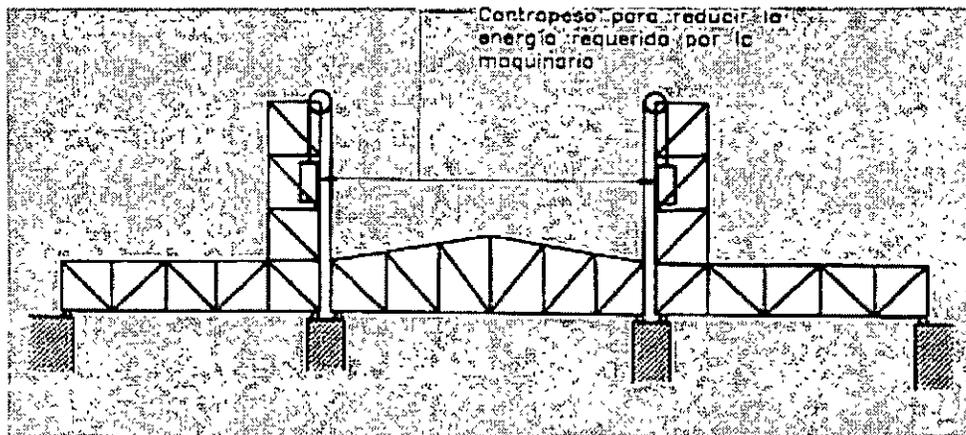
El puente giratorio está apoyado en una pila central, y gira horizontalmente sobre una mesa giratoria, como se muestra en la fig. 24.



Puente giratorio.

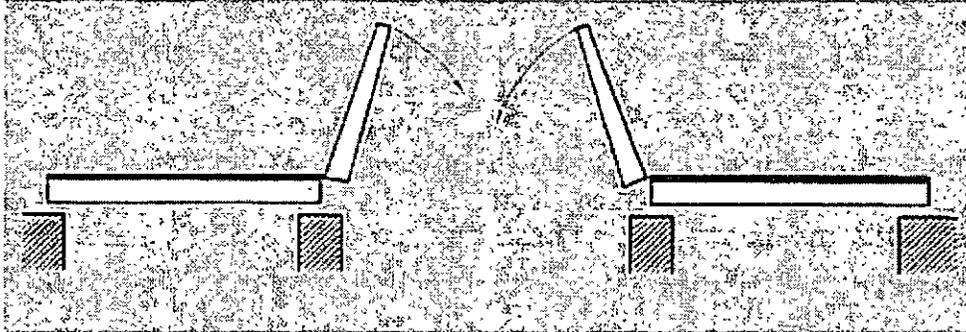
Con los puentes giratorios no hay problema con respecto a la altura libre vertical, aunque la pila central representa un obstáculo para los barcos.

El puente levadizo, como se muestra en la fig. 23, se utiliza cuando el espacio libre horizontal requerido es mayor que la altura libre vertical necesaria.



Puente levadizo vertical.

Los puentes basculantes son aquellos en los que el tramo móvil gira verticalmente en sus extremos, usualmente mediante algún sistema de contrapeso (fig. 26). Esta solución es satisfactoria cuando se requiere un espacio libre angosto, pero alto.



Puente basculante.



Es probable que los puentes de gran altura libre se seleccionan para el tránsito carretero, para un cruce en un área rural, o para algún lugar donde la vía navegable por cruzar sea muy ancha. Por otro lado, los puentes móviles deberán ser tomados en consideración seriamente sobre los de gran altura para el tránsito ferroviario, para áreas urbanas, o para casos donde se requiera una gran altura libre (y probablemente angosta), sobre la vía navegable.

Claros usuales en distintos tipos de superestructuras!

En la tabla 2 se incluyen distintos tipos de superestructuras y los claros en que son empleados generalmente su selección dependerá de los factores ya indicados para las características propias de cada tipo.

De acuerdo con el claro, se ha encontrado que la solución más eficiente para claros mayores de 4 m son las traveses longitudinales paralelas al tránsito, resistiendo una losa cuyo espesor es de 15 cm; con este criterio, el número de traveses y su separación dependerá del claro máximo que pueda aceptar la losa. El esfuerzo principal de esta es perpendicular al tránsito. Para puentes de claros menores de 4.0 m se utiliza la solución a base de una losa maciza, cuyo refuerzo principal es paralelo al tránsito.

Cuando el claro es mayor de 12 m, resulta es económico el uso de vigas de concreto preesforzado; al facilitar el uso de vigas prefabricadas, placas y losa colocada en sitio, aun cuando la longitud de las vigas se limita por problemas de transporte.

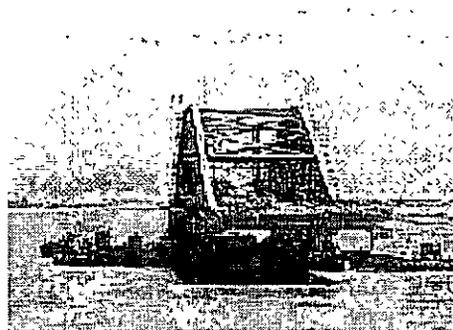


TABLA 2. Claros usuales en distintos tipos de superestructuras.

TIPO DE ESTRUCTURA	CLAROS
PUENTES DE CONCRETO REFORZADO	
Losa plana maciza.	Hasta 10 m
Losa plana aligerada.	De 9 a 20 m
Losa nervurada.	De 15 a 30 m
Vigas sección T	De 9 a 25 m
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas	De 25 a 35 m
Vigas sección cajón. Continuas	De 25 a 45 m
PUENTES DE CONCRETO PREESFORZADO	
Vigas simples	De 15 a 30 m
Vigas compuestas	De 25 a 45 m
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas.	De 30 a 50 m
Vigas sección cajón. Continuas	De 30 a 60 m
PUENTES DE ACERO	
Vigas simples perfil laminado.	De 10 a 15 m
Vigas de placa compuesta. Simplemente apoyadas	De 20 a 40 m
Vigas de placa compuesta. Continuas.	De 30 a 70 m
Vigas de placa. Preesforzadas.	De 30 a 46 m
Vigas de sección cajón. Simplemente apoyadas.	De 30 a 50 m
Vigas de sección cajón. Continuas.	De 40 a 80 m

Armado simple.	De 45 a 180 m
Armadura continua.	De 75 a 240 m
Armadura en voladizo.	De 150 a 550 m
OTROS TIPOS	
Tridilosa. Simplemente apoyada.	De 9 a 60 m
Tridilosa. Continua.	De 25 a 70 m
En arco.	De 30 a 500 m
Atirantados.	De 150 a 400 m
Colgantes.	De 300 a 1500 m

5. CONSTRUCCION DE PUENTES

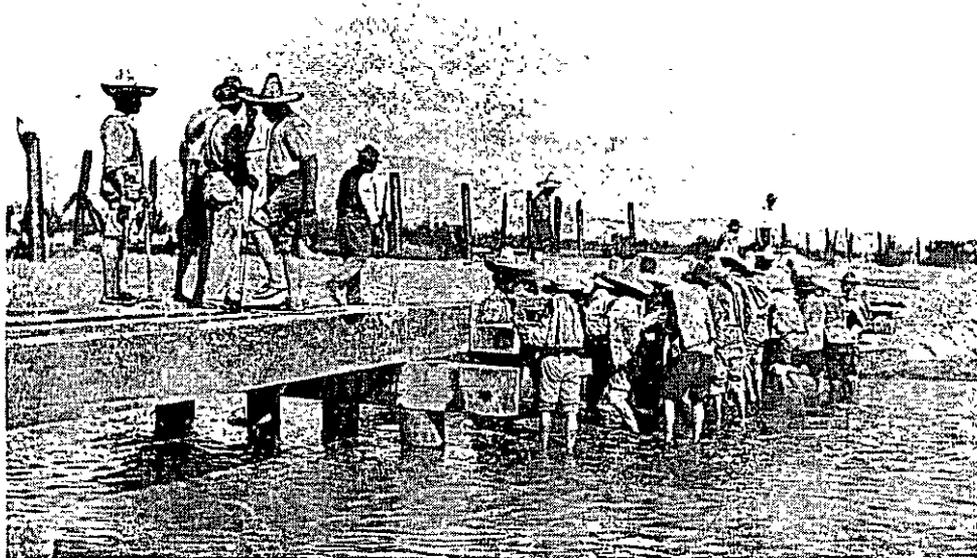
2.4hrs

Objetivo: Conocer los diferentes materiales y métodos constructivos más comunes utilizados en México.

5.1 Técnicas de construcción. Se indican las técnicas más usuales en la construcción de puentes y como el proceso constructivo influye desde la planeación del proyecto.

En los inicios del siglo XX, los puentes, caminos y ferrovías de la nación se volvieron baluartes de las batallas revolucionarias que se libraron a partir de 1910. Las estaciones ferroviarias fueron punto estratégico de las conquistas militares, mientras que la destrucción de caminos y puentes se volvió táctica militar. En la segunda década, hubo descarrilamientos frecuentes, lo que, aunado a la destrucción de puentes tuvo como consecuencia que el estado de las vías terrestres se mantuviera prácticamente igual que en tiempos del Virreinato.

Debido a los estragos de la Revolución Mexicana, el estado de los puentes y carreteras en el país era deplorable, ya que más de la mitad de los puentes existentes estaban prácticamente destruidos. Además, los caminos fueron utilizados para transportar cargas cada vez más pesadas; se registró un aumento en el tránsito de vehículos automotores y, comenzaron a circular los primeros omnibuses de servicio público.



Construcción de un puente provisional, 1914.

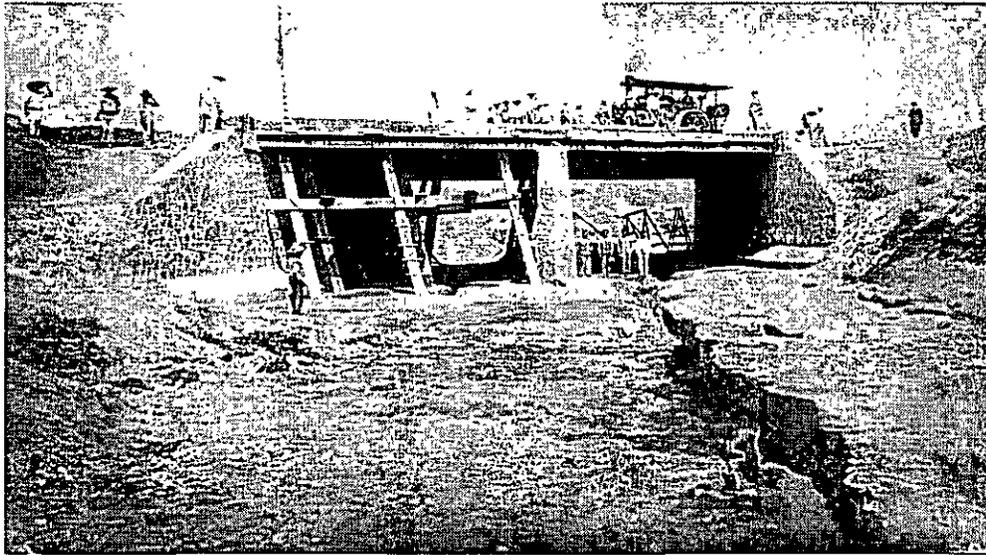
En 1912 se creó la Inspección de Caminos, Carreteras y Puentes y se hicieron estudios para mejorar los principales caminos del país.

En 1925 el presidente Plutarco Elías Calles creó la Comisión Nacional de Caminos que tenía la misión de formular las especificaciones que debían regir en la construcción de carreteras, y cuya pretensión inmediata, consistió en reparar la red destruida. A partir de este año fue evidente que los caminos de mayor afluencia requerían modificaciones, pues se había popularizado el uso del automóvil y las técnicas de construcción de este tipo de carreteras no eran conocidas por los ingenieros mexicanos. Durante los años siguientes se aprobó la reparación de algunos puentes, entre ellos el de Tasquillo y los de la nueva Calzada de Chapultepec a Tacuba; el de San Joaquín y el de Morales.

En Europa, a inicios de la tercera década del siglo XX, el estudio del terreno y las cimentaciones se establece como ciencia formal de la Época Moderna a partir de la publicación del libro *Erdbaumechanik* (Mecánica de Suelos) de Karl Terzaghi, en el que se plantea la expresión de la capacidad de carga de las cimentaciones y se estudian los factores que en ella inciden, lo cual representa un avance en la concepción geotécnica formal de las cimentaciones en general.

En México, en 1926 se publicó el *Reglamento de la Ley de Caminos y Puentes*. Este reglamento contemplaba la concesión de permisos a particulares o empresas y su función fue regulatoria. Ese mismo año se declara que el estudio, construcción, conservación y explotación de los caminos y puentes era de exclusiva competencia del gobierno federal a través de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP).

Así, en el primer cuarto del siglo, los principales materiales utilizados en la construcción de puentes fueron mampostería, concretos, varillas y viguetas de acero, con resistencia a la ruptura cada vez mayor. Las cimentaciones fueron construidas por estribos y pilas de mampostería o caballetes de concreto reforzado, cimentados por superficie.



Calzada de México a Coyoacán; construcción del puente de Coyoacán sobre Río Churubusco, Mayo de 1926.

Durante los años siguientes a la formación de la Comisión Nacional de Caminos, se introdujeron nuevas técnicas y maquinaria hasta entonces desconocidas en nuestro país. Una obra que refleja la manera en que las nuevas técnicas se conjugaron con las utilizadas anteriormente en la construcción, es el puente sobre el río San Pedro Mixtepec en la carretera México-Puerto Escondido, que se construyó de mampostería. Para 1930 empieza a difundirse el uso del concreto reforzado en la construcción de los puentes en México.

A partir de 1931, se redoblaron esfuerzos por cubrir a la nación de carreteras con sus correspondientes puentes, con el fin de lograr una red extensa que interrelacionara todas las actividades de la república. En 1934, el general Lázaro Cárdenas estableció formalmente el sistema de cooperación con los estados para la construcción de carreteras y puentes. Sin embargo, el marcado interés en la construcción de carreteras hizo que esta vez se descuidara la red ferroviaria, por lo que en 1936, se creó la Dirección General de Construcción de Ferrocarriles de la SCOP, encargada de construir nuevas vías férreas.

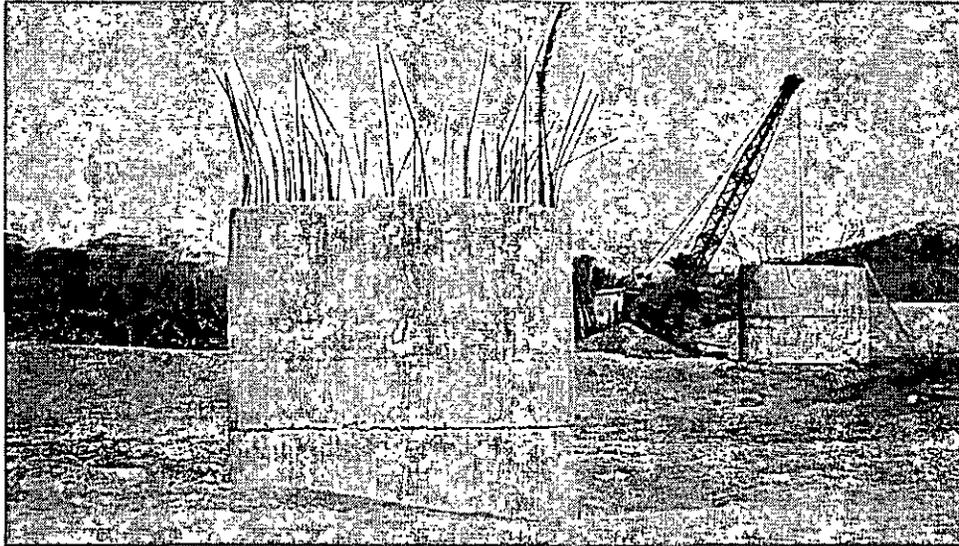
En esta década de 1930, en México comienzan a aplicarse más frecuentemente las técnicas de exploración geológica y de muestreo directo para proporcionar ejemplos de los materiales del subsuelo, para establecer una identificación más clara del tipo de terreno de apoyo e inferir el tipo de cimentación más adecuado al

sitio de construcción. Así, el perfil estratigráfico o la litología del terreno de construcción se va reconociendo y utilizando como un elemento importante en la Ingeniería de Cimentaciones moderna.

En el contexto internacional, en el año de 1936 se celebró la Primera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, en Cambridge, Massachusetts, EEUU, a partir de la cual se estimuló notablemente el estudio de los suelos como elemento integrante de las cimentaciones. En México, los efectos favorables de las ediciones posteriores a esta conferencia, se reflejaron gradualmente, en particular después de la Segunda Guerra Mundial.

El principal material de construcción de puentes y cimentaciones durante el siglo XX fue el concreto hidráulico, clave para que la red de caminos y puentes volviera a intercomunicar al país al término de la Revolución. Las propiedades y los costos que ofrecía el concreto reforzado, permitieron que poco a poco los puentes de hierro de las carreteras y de los ferrocarriles se sustituyeran por estructuras de concreto reforzado, más resistentes al intemperismo y fáciles de fabricar, incluso en sitio. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes fue pionera en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales y para la implantación de las normas de construcción, lo cual incide favorablemente en el desempeño de las cimentaciones. Es importante señalar que el uso del cemento en la construcción de puentes es común desde 1940, y que a finales de esta década fue cuando se introdujo el concreto presforzado.

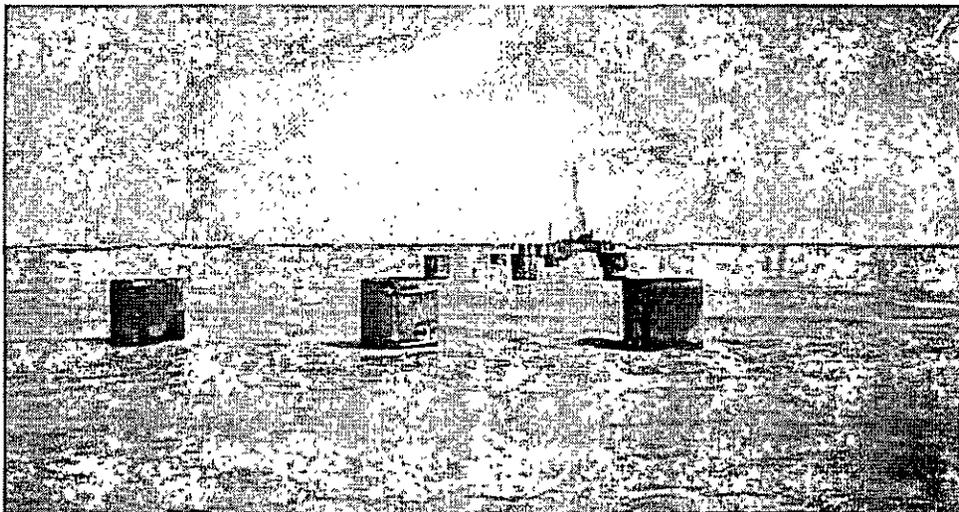
La realización de estudios geotécnicos previos para el proyecto de puentes en México se inició en el Departamento de Investigaciones Técnicas y Laboratorios de la SCOP, a mediados de la década de los 40, y se aplicaron para convertir en puentes definitivos los provisionales del Ferrocarril del Sureste (Solares Díaz, 1991). Por esa época, comenzó a difundirse el uso de cilindros de cimentación hincados por el Método del Pozo Indio, en lugares donde las condiciones hidráulicas del terreno dificultaban la tradicional excavación a cielo abierto. El puente Martínez de la Torre, en el Estado de Veracruz, fue uno de los primeros en donde se aplicó esta técnica.



Hincado de un cilindro por el método del “pozo indio”

A mediados del siglo XX se produjeron ya los cementos resistentes a los sulfatos, con los cuales se realizan cimentaciones más resistentes al intemperismo, en particular, en ambientes agresivos.

En términos generales, después de la Segunda Guerra Mundial llegó a México, gradualmente, maquinaria de construcción nueva y moderna que sirvió para optimizar los recursos y los procesos. En las últimas décadas del siglo XX, se desarrolló, con particular intensidad, el uso de pilotes de tubo metálico.



Cimentación a base de tubos metálicos, puente “El Zacatal” en Cd. del Carmen, Campeche.

Las pilas coladas en sitio se utilizaron en la construcción de cimentaciones de puentes mexicanos en los años de 1970 a 1979. Al principio se aplicaron a puentes urbanos, debido a las limitaciones en el traslado de la maquinaria de perforación. Con el tiempo, su aplicación en el interior del país permitió la realización de trabajos con características atractivas, rapidez, economía y seguridad.

El establecimiento de laboratorios de hidráulica fluvial en el Instituto Politécnico Nacional y en la Universidad Nacional Autónoma de México, ha permitido investigar experimentalmente el fenómeno de la socavación que tanto afecta a las cimentaciones que se desplantan en el cauce de ríos. La utilización de las metodologías de cálculo resultantes, combinada con el uso de las ya populares computadoras digitales ha permitido realizar análisis y diseños geotécnicos y estructurales más racionales, sistemáticos, rápidos y confiables, para las cimentaciones.

A la fecha, la red federal de carreteras y autopistas dispone de aproximadamente 6500 puentes que se apoyan en diversos tipos de terreno, lo cual ha permitido generar una amplia experiencia, que hoy día se encuentra plasmada en diversas publicaciones técnicas, como por ejemplo las del ingeniero Ricardo Lasso Herrera, entre otros autores.

6. CONSERVACION DE PUENTES 0.1hrs

Objetivo: Conocer la finalidad e importancia de la conservación de los puentes así como los sistemas de administración de la conservación.

6.1 Gestión y operación. Análisis de los elementos que intervienen en la gestión y operación de los puentes.

6.2 Patología. Diferentes tipos de daños típicos que se presentan y sus causas.

6.3 Mantenimiento y conservación. Métodos y prácticas recomendadas para el mantenimiento y conservación de los puentes.

6.4 Modernización. Factores que originan la modernización y como desarrollarla.

6.1 Gestión y operación

ANTECEDENTES

Necesidad de Conservar los Puentes

Comúnmente se piensa que los puentes pueden durar eternamente con poco o ningún mantenimiento. Se sustenta esta idea en el hecho de que persistan puentes romanos de más de dos mil años de antigüedad; pero se olvida que sólo perdura una pequeña fracción del total de esos puentes, ya que la mayoría han desaparecido, principalmente por efecto de la socavación. Se olvida también que los puentes romanos eran bóvedas formadas por dovelas de piedra unidas a compresión sin mortero entre sus juntas, por lo que sus materiales constitutivos por ser naturales sufrían efectos mínimos de deterioro ambiental, hasta los

tiempos modernos en los que la contaminación de la atmósfera por los desechos industriales está produciendo la degradación de los puentes que subsisten.

Con el advenimiento de la revolución industrial surge el acero, material formado por hierro con una pequeña adición de carbono, que por sus características de resistencia y ductilidad permitió el desarrollo de la locomotora de vapor, del ferrocarril y de los grandes puentes requeridos por el nuevo medio de transporte. Posteriormente, surge el concreto reforzado en el que se combinan ventajosamente el concreto y el acero para dar lugar a un nuevo tipo de construcción.

El acero y el concreto son materiales artificiales que quedan sujetos desde su origen a un proceso degradante por el cual la naturaleza trata de revertir el procedimiento de su elaboración para transformarlos nuevamente en los componentes naturales utilizados para su formación. El acero, por efecto de la oxidación, se transforma en óxido de hierro que es un compuesto más estable.

El concreto, piedra artificial formada por agregados pétreos unidos con cemento y agua, por efecto de los cambios de temperatura, de la acción química de los agentes agresivos del entorno, de la erosión y de otros mecanismos, se agrieta, se desconcha y tiende en el largo plazo a convertirse otra vez en arena, grava y cemento separados.

El deterioro de las estructuras puede presentarse de una manera paulatina, según los mecanismos que se han mencionado anteriormente, pero también puede ocurrir de manera súbita por acciones eventuales como la socavación, el viento y el sismo.

Lo descrito hasta ahora es aplicable a todas las obras de ingeniería civil; pero los puentes se caracterizan además porque en ellos las cargas de servicio tienen un efecto más importante que en otros tipos de construcciones.

El transporte es uno de los factores más importantes de desarrollo de las naciones por lo que la dinámica del crecimiento económico motiva continuamente la aparición de vehículos cada vez más pesados, más veloces y más numerosos.

La larga duración de los puentes romanos se explica también porque desde la domesticación del caballo hasta la aparición de los primeros ferrocarriles a principios del siglo XIX, transcurrieron muchos siglos en los que el cambio en los medios de transporte fue mínimo y por lo tanto afectó muy poco a las obras de infraestructura.

En cambio, los puentes modernos se ven sujetos a daños crecientes por el incremento en peso y en frecuencia de las cargas rodantes. Por ejemplo, en México, una gran parte de los puentes de la red carretera fueron diseñados para camiones con un peso total aproximado de 15 toneladas, en tanto que actualmente los pesos máximos autorizados tienen un límite legal del orden de 75 toneladas. Esto explica la aparición de daños estructurales por el aumento de solicitaciones mecánicas al aumentar la magnitud de las cargas rodantes; pero

además esos daños se agravan por efecto de la fatiga estructural inducida por el aumento de la frecuencia de paso de las cargas pesadas. La fatiga estructural, se recuerda, es la disminución de la resistencia última de un elemento sujeto a cargas cíclicas; a mayor número de ciclos de carga generalmente es mayor la reducción. Los daños por este efecto se pueden comprender si se toma en cuenta que en los últimos 25 años en México el número de habitantes se ha duplicado, la longitud de la red carretera se ha cuadruplicado y el número de vehículos se ha multiplicado por 6. Pero los vehículos tienen ahora mucho mayor movilidad, por lo que en algunos tramos los volúmenes de tránsito diario han aumentado hasta en diez veces.

Como las acciones agresivas de los agentes ambientales son inevitables y la demanda del transporte también lo es, se concluye que para mantener los niveles adecuados de servicio de las estructuras viales es indispensable que las Entidades responsables de su administración incluyan a la conservación de puentes como una parte obligada de su quehacer.

El problema de la conservación de los puentes se enmarca dentro de un problema más amplio que es el de la conservación de la infraestructura en general, el cual constituye uno de los retos más importantes que debe afrontar actualmente la ingeniería civil en todo el mundo.

Al término de la segunda guerra mundial, la necesidad de transformar la economía de guerra en una economía de paz en las naciones beligerantes, llevó a un auge en la construcción de todo tipo de infraestructuras.

Ese auge se extiende con altibajos hasta la crisis del petróleo de 1973, a partir del cual se abaten las tasas de crecimiento. En los 25 años transcurridos desde entonces ha ocurrido un envejecimiento de la infraestructura y actualmente existe la urgente necesidad de rehabilitar las obras para restituir las pérdidas de capacidad producidas por su deterioro y para adecuarlas a las nuevas circunstancias.

Por esta razón en la ingeniería civil se observa en las últimas décadas un cambio en la orientación de las investigaciones que la sustentan. Esta ingeniería surgió conjuntamente con la revolución industrial. En sus orígenes, cuando se construyeron los primeros grandes puentes modernos, la preocupación principal se orientaba hacia problemas de comportamiento estructural y resistencia. Aún cuando subsisten muchos problemas en este campo que deben seguirse investigando, la necesidad de canalizar cuantiosas inversiones para la rehabilitación de estructuras ha hecho que actualmente cobre cada vez mayor importancia en Ingeniería Civil el estudio de problemas de durabilidad de materiales de construcción y de estructuras.

Sistemas de Administración de la Conservación

El problema de la conservación de puentes se presenta en todos los países del mundo y es más agudo en los países con mayor desarrollo económico porque en ellos las redes viales son más extensas y más antiguas. A manera de ejemplo se puede mencionar que en la red de carreteras federales de los Estados Unidos existen aproximadamente 600,000 puentes de los cuales la tercera parte han requerido ser reemplazados o reforzados por razones de obsolescencia funcional o de insuficiencia estructural, con un costo de 50,000 millones de dólares invertidos en un plazo de 20 años; y en Francia, en los últimos 20 años se ha requerido la inversión de 40 millones de dólares anuales, de los cuales un tercio se destina a acciones preventivas de mantenimiento de puentes y dos tercios a la rehabilitación o reemplazo del 25% del total de obras en la red principal de carreteras. Cifras similares podrían mencionarse para otros países desarrollados; en países de menor desarrollo los números son obviamente de menor magnitud pero los recursos para atender los problemas son también menores.

La conservación de los puentes de una red es una tarea compleja por la magnitud de las inversiones que deben administrarse y por los innumerables problemas técnicos que involucra. Para cada puente se deben tomar decisiones sobre el tratamiento que conviene dar para la rehabilitación con base en el tipo y gravedad de los daños, la importancia de la estructura, las técnicas accesibles de rehabilitación, la vida esperada de la estructura y los recursos disponibles.

Por las razones apuntadas para la atención eficiente de los puentes de una red vial se requiere de la implantación de un sistema de administración. En una publicación del Banco Mundial destinada a servir como guía para el desarrollo e implantación de un sistema de administración de la conservación de puentes, se define a éste como “un conjunto de elementos administrativos y organizacionales, normas y procedimientos comunes implantados por una institución para planear, ejecutar y supervisar todas las actividades de atención a los puentes desde el momento en que se ponen en servicio”.

Los objetivos generales de ese sistema son los siguientes:

- Garantizar la seguridad de los usuarios
- Proteger la inversión patrimonial
- Presupuestar los recursos necesarios para la atención de las obras
- Garantizar la continuidad y la calidad del servicio
- Optimizar la aplicación de los recursos disponibles

El sistema consta de las siguientes fases:

- Elaboración de un inventario
- Realización de inspecciones y auscultación
- Evaluación de la extensión, naturaleza y gravedad de los daños
- Análisis de prioridades de atención
- Definición de acciones por ejecutar
- Elaboración de proyectos de rehabilitación

- Ejecución de proyectos
- Retroalimentación del comportamiento observado

El proceso anterior puede resumirse en tres etapas:

- Inspección
- Evaluación
- Rehabilitación

Al implantarse el sistema es necesario que la administración identifique las obras que están a su cargo para lo cual se necesita levantar un **inventario**. Para ello se utiliza para cada puente una ficha técnica en la que se recogen los datos generales más importantes que lo caracterizan. El objeto del inventario es facilitar la adopción de decisiones de carácter básico y no el de aportar datos para detallar acciones constructivas. En consecuencia los datos que comúnmente se captan son:

- Nombre
- Ubicación
- Dimensiones:
 - * Longitud total
 - * Longitud de cada claro
 - * Altura sobre el terreno
 - * Ancho
 - * Ancho de accesos
- Tipo de:
 - * Superestructura
 - * Subestructura
 - * Cimentación
 - * Diapositivos de apoyo
 - * Elementos secundarios
- Fecha aproximada de construcción
- Institución que construyó la obra

En lo que se refiere a las inspecciones, generalmente se recomienda que se realicen en tres niveles, con una auscultación de complejidad creciente.

La inspección **preliminar** estará a cargo del personal técnico no necesariamente especializado en puentes pero sí adiestrado para la identificación y evaluación somera de los daños. Se recomienda que esta inspección sea únicamente visual y que se realice una vez al año, de preferencia al término de la temporada de lluvias. Al término de esta inspección se realizará una evaluación general de la

obra. En virtud de la escasez de la información se recomienda una escala sencilla que clasifique las obras en tres grupos.:

- A) Puentes que requieren atención inmediata por la gravedad de los daños que presentan.
- B) Puentes que requieren atención a mediano plazo (del orden de 1 a 2 años) porque presentan daños que sin ser todavía críticos. De no atenderse pueden agravarse llevando al puente a la condición A.
- C) Puentes que sólo requieren tareas de mantenimiento rutinario por presentar únicamente daños o anomalías menores.

Como resultado de las inspecciones preliminares se tendrá una selección de estructuras en condiciones críticas; pero como este trabajo ha sido ejecutado por técnicos no especializados generalmente se requerirá una segunda inspección para ratificar o rectificar la calificación preliminar. A estas inspecciones de segundo nivel se les denomina **principales** y se recomienda que se ejecuten anualmente poco antes de la elaboración de los programas operativos anuales. La inspección principal la realizará personal especializado en puentes que contará con equipo que le permita el acceso a todas las partes de interés y con equipo que le permita medir algunas respuestas del puente, por ejemplo aparatos de topografía para la medida de flechas bajo la acción de cargas rodantes.

El objetivo central de la inspección principal será ratificar la inclusión de una obra en el programa de actividades teniendo como base una estimación cuantitativa del estado de la estructura.

Se denomina **inspección especial** a la que se realiza con el objeto de recabar datos para elaborar un proyecto ejecutivo de rehabilitación. En esta inspección se incluyen entre otras tareas el levantamiento geométrico de la estructura, la identificación de la ubicación, naturaleza y extensión de los daños, la realización de pruebas que permitan definir el origen y el mecanismo de propagación de los daños. Para estas tareas de evaluación, se han desarrollado técnicas y múltiples equipos que aprovechan los avances de la tecnología.

Dada la complejidad de estas auscultaciones y el alto grado de responsabilidad profesional que implican, las inspecciones especiales deben ser realizadas por personal altamente especializado, adiestrado en el manejo e interpretación de equipos específicos de prospección. Las inspecciones especiales se realizarán cuando se haya decidido actuar sobre una obra, como un requisito previo a la ejecución del proyecto de rehabilitación y generalmente sólo cuando se trate de obras especiales o de casos dudosos sobre la gravedad de sus daños.

Los resultados de las inspecciones se integran en un banco de datos en el que existe para cada puente un expediente que contiene todos los datos técnicos de interés tales como:

- Estudios previos (topográficos, hidráulicos, geotécnicos, de tránsito, etc.)

- Memorias de cálculo y planos estructurales
- Datos de construcción (contratos, bitácora de obra, modificaciones al proyecto, control de calidad, etc.)
- Reportes de accidentes
- Informes de inspección
- Reportes de reparaciones

Con esta información se puede proceder a una **evaluación detallada** del puente que considere los aspectos de seguridad estructural y de adecuación funcional. En el primero se busca determinar la capacidad remanente de carga de la estructura y definir el margen de seguridad entre las resistencias de los elementos y las acciones aplicadas. La evaluación funcional comprende la determinación de la capacidad hidráulica y de la capacidad vial, comparando las que proporciona el puente con las demandas respectivas. Existen guías que permiten determinar, las capacidades de carga y funcionales para los casos más comunes en los puentes, en las que se incluyen criterios para subsanar la falta o la imprecisión de algunos datos.

La evaluación conduce a una **calificación del puente**. Se han desarrollado diferentes escalas de puntuación para los diferentes sistemas de administración de la conservación de puentes existentes. Algunos de ellos son muy complejos e incluyen el manejo de un gran número de datos para cada estructura; datos que no siempre es posible determinar con precisión, por lo que parece ser preferible utilizar escalas más sencillas en que la puntuación se determina mediante la suma ponderada de la calificación de unos cuantos aspectos fundamentales para la seguridad de los puentes.

Finalmente el proceso de evaluación culmina en la estimación de la vida remanente del puente, en función de su capacidad actual y de la evolución prevista de las demandas. Esta estimación generalmente es controvertible porque requiere el manejo de factores que los proyectistas de puentes no pueden fijar con precisión; sin embargo, numerosos sistemas de administración recomiendan realizarla como un dato necesario para la priorización de las acciones y la evaluación económica de alternativas de proyecto.

Con los resultados de la evaluación global y de la aplicación de criterios de priorización y de análisis económico, se procede a definir el **tipo de acción** que debe tomarse en cada caso específico. Se consideran cuatro tipos de acción:

Acción O.- No hacer nada puede resultar la opción más conveniente en algunas circunstancias.

Acciones Normativas.- Se refieren a imponer limitaciones para el uso del puente (limitación de la carga máxima, reducción de velocidad, restricción a un solo carril, etc.)

Acciones Preventivas.- Monitoreo del comportamiento de la obra o colocación de apuntalamientos y otras medidas de seguridad.

Acciones Ejecutivas.- Son obras que se realizan en el puente, para las cuales se establecen cinco **niveles de atención**:

6.2 Mantenimiento y Conservación

- 1. Mantenimiento.-** Aún cuando las palabras “mantenimiento” y “conservación” comúnmente se utilizan como sinónimos, en la guía mencionada del Banco Mundial se recomienda aplicar el término de “mantenimiento” a la realización de acciones que corrigen anomalías que aún no han causado daños pero que si persisten pueden llegar a causarlos (por ejemplo el deshierbe y la limpieza).
- 2. Conservación.-** Se aplica este término a acciones que corrigen daños que todavía no tienen carácter estructural pero que si no se atienden pueden evolucionar hasta reducir la capacidad de carga de la estructura (por ejemplo la pintura de estructuras metálicas aplicadas cuando todavía no se afecta al metal base).
- 3. Reparación.-** Acciones que corrigen daños estructurales y que se limitan a recuperar la capacidad original de proyecto (por ejemplo la inyección de resinas epóxicas en grietas de estructuras de concreto).
- 4. Modernización.-** Son acciones con las que se incrementa la capacidad original del puente mediante obras. Estas acciones pueden realizarse sobre una estructura con o sin daño. Como ejemplos pueden señalarse el reforzamiento de estructuras de concreto mediante la aplicación de presfuerzo externo, el ensanchamiento de la calzada de puentes antiguos, y el alargamiento o el izamiento de un puente para aumentar su capacidad hidráulica.
- 5. Sustitución.-** Cuando la estructura se encuentra en un estado avanzado de deterioro y resulta poco factible repararla o modernizarla, se procede a sustituirla. La sustitución puede ser parcial o total. En el primer caso se retira la superestructura existente obsoleta y se sustituye por una nueva apoyada en la subestructura antigua que se encuentra en buen estado.

Cuando se procede a la sustitución total debe definirse qué tratamiento se da a la estructura desechada. Existen tres alternativas: abandono, demolición (cuando representa un peligro o interfiere con la estructura nueva) y cambio de uso (de vehicular a peatonal). Esta última opción suele tomarse cuando la estructura reemplazada tiene un valor histórico o patrimonial.

La definición del tipo de acción y nivel de atención que debe darse en cada caso específico se apoya en la aplicación de criterios de priorización y en la realización de análisis económicos.

Los **criterios de priorización** se establecen en función de las políticas de conservación de toda la red. En general los puentes se supeditan a la política aplicada al tramo de la red en que se ubican. Sólo en casos muy particulares, de obras de grandes dimensiones o de características especiales, el puente requiere de un criterio especial.

En términos generales puede decirse que en carreteras troncales con altos volúmenes de tránsito se favorecerá un nivel de atención más elevado, tendiente a la sustitución como la solución óptima por su seguridad y certidumbre; en cambio en caminos de menor importancia se pueden adaptar niveles de atención que impliquen la admisión de riesgos mayores por su incertidumbre.

Los **análisis económicos** se harán determinando por cada alternativa de tratamiento lo siguiente:

- Extensión de la vida del puente que se logra con las acciones propuestas.
- Costos y beneficios totales de la alternativa (en los costos se incluyen los de construcción, conservación y operación y en los beneficios los inmediatos y futuros en función de la evolución prevista del tránsito y el valor de rescate de la estructura al término de la vida económica).
- Obtención de los valores presentes netos aplicando la tasa de descuento usual para proyectos públicos. El valor presente neto es la diferencia de los beneficios totales menos los costos totales, ambos a valor presente.

Si la diferencia es positiva, la acción propuesta es aceptable.

Si se analizan varias alternativas, la más conveniente será la que arroje el valor presente neto más alto.

La aplicación de este tipo de análisis tropieza con la dificultad de que no se cuenta con datos precisos sobre los costos de las diferentes posibilidades de atención y de que es controvertible la extensión de la vida útil que se logra con cada posibilidad, sobre todo si se toma en cuenta que algunas tecnologías de rehabilitación son de desarrollo reciente y no han soportado la prueba del tiempo.

Actualmente existen muchos sistemas de administración de puentes que se han desarrollado en numerosos países del mundo y para la atención de diferentes tipos de redes (nacionales, regionales, municipales, urbanas, etc.)

Es evidente que los sistemas deben adecuarse al tamaño del conjunto de puentes por administrar, así como a las condiciones particulares de cada conjunto y a los recursos materiales, económicos y humanos disponibles.

Todos los sistemas existentes siguen en términos generales la metodología que se ha descrito, con criterios muy similares, pues todos han sido elaborados por ingenieros de puentes. Las diferencias estriban fundamentalmente en las

herramientas de cómputo que difieren de un sistema a otro por los criterios divergentes de los ingenieros de informática.

Es importante recalcar que un sistema de administración de puentes no es un sistema de cómputo. Es una organización orientada a mantener en buen estado de funcionamiento los puentes que administra y a aplicar de manera óptima los recursos disponibles para el beneficio de los usuarios. El sistema de cómputo es un componente del sistema de administración que permite el manejo ágil y eficiente de la información.

En México se han desarrollado dos sistemas de administración de puentes. El primero denominado "SIPUMEX" fue establecido por la Dirección General de Conservación de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para la administración de los puentes de la red federal a su cargo. Para el desarrollo de ese sistema la Institución mencionada recurrió a servicios de asesoría de la Dirección General de Carreteras de Dinamarca.

Posteriormente, el Instituto Mexicano del Transporte desarrolló un sistema nacional denominado "SIAP" (Sistema de Administración de Puentes) que se ha aplicado en algunas autopistas concesionadas de cuota y que empieza aplicarse en la red a cargo del Organismo descentralizado Caminos y Puentes Federales de Ingresos (CAPUFE).

SITUACION ACTUAL.-

A continuación se describen en forma resumida las actividades que se han desarrollado en las diferentes redes viales de México en relación con la conservación de puentes:

Red Federal Libre.-

La red federal de carreteras troncales exentas de cuota tiene una longitud aproximada de 40,000 km y en ella existen alrededor de 6,500 puentes, definidos como aquellas estructuras que tienen un claro superior a 6 m. Esta red está a cargo de la Dirección General de Conservación de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Esta Dirección General actúa como Dependencia normativa y coordinadora de las acciones de conservación que son ejecutadas por los Centros SCT en cada Estado a través de las Residencias Generales de Conservación.

A pesar de que esta red federal empezó a formarse y consolidarse en 1925, al crearse la Dirección Nacional de Caminos, es importante destacar que no se instauró un sistema para la conservación de puentes sino hasta años muy recientes. En un principio los esfuerzos de conservación iban enfocados casi exclusivamente a las estructuras férreas y los pavimentos. Generalmente en los

puentes únicamente se realizaban acciones de emergencia para reparar o sustituir estructuras dañadas por socavación.

A partir de 1982, con la autorización de cargas rodantes de gran peso en el Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, empezaron a registrarse daños crecientes en los pavimentos y los puentes. Pocos años después la ocurrencia de algunas fallas importantes por efecto de la carga viva, puso de relieve la necesidad de afrontar el problema de una manera sistemática. El primer inventario de los puentes de la red federal de carreteras se levantó con un enfoque sistémico en 1983 y pocos años después se implantó el Sistema SIPUMEX, para la atención de los puentes de la red. Fue necesario crear una Residencia de Puentes en cada Estado y llevar a cabo acciones de capacitación para que el personal de esas Residencias pudiera realizar las acciones previstas por SIPUMEX. Generalmente las inspecciones preliminares y principales han sido realizadas por personal de la Secretaría, en tanto que las inspecciones especiales y los proyectos de rehabilitación están a cargo de empresas de consultoría contratadas para el efecto. Las acciones ejecutoras son realizadas también por empresas constructoras contratadas.

SIPUMEX califica a los puentes de 6 categorías, desde 0 hasta 5, correspondiendo la calificación 0 a estructuras en perfecto estado que no requieren atención alguna y la calificación 5 a estructuras en estado crítico que requieren atención inmediata.

En 1996 los puentes revisados por SIPUMEX se clasificaron como sigue:

<u>Calificación</u>	<u>Número</u>
0	58
1	3,059
2	1,976
3	906
4	301
5	24

Las acciones se han orientado a dar prioridad a los puentes en situación crítica atendiendo en primer término a los que se encuentran en calificación 5 y posteriormente los de 4. Las inversiones en pesos corrientes, en los últimos años, han sido las siguientes:

1994	64.6 millones de pesos
1995	64.2 millones de pesos
1996	117.4 millones de pesos
1997	147.1 millones de pesos

pesos

El Banco Mundial recomienda que las inversiones anuales para la conservación de puentes de una red se ubiquen en el rango de 2 al 7% del valor patrimonial. Teniendo en cuenta que la longitud total de los puentes de la red federal es de orden de 212 km y considerando un valor unitario promedio de 10 millones de dólares por km, se obtiene un valor patrimonial para el conjunto de puentes de aproximadamente 2,000 millones de dólares; por lo que la inversión mínima recomendada para su conservación debería ser de 40 millones de dólares (320 millones de pesos), aproximadamente el doble de lo que se está invirtiendo actualmente.

Sin embargo, con los escasos recursos disponibles se ha podido avanzar en forma importante en la evaluación y rehabilitación de estructuras, sobre todo en lo que se refiere a reforzamiento de superestructuras para considerar los efectos de las nuevas cargas rodantes, así como rehabilitación de estructuras dañadas por corrosión del acero, ya sea estructural o de refuerzo en el seno del concreto.

Para la evaluación de estructuras se han aplicado técnicas de vanguardia, tanto por parte del personal de la Secretaría como de algunas empresas de consultoría; entre esas técnicas destaca la medición de la resistencia del concreto por procedimientos no destructivos, la determinación del contenido de cloruros y del nivel de carbonatación del concreto por medio de reactivos químicos; la cuantificación del avance de la corrosión por la medición de potenciales con una semipila galvánica y la auscultación de fallas por la técnica del impacto-eco y por la aplicación de impulsos ultrasónicos.

6.3 Patología

Entre los trabajos técnicos de rehabilitación realizados cabe mencionar los siguientes:

- Resanes de estructuras de concreto deterioradas
- Inyección de estructuras de concreto agrietadas
- Sustitución de dispositivos de apoyo y juntas de dilatación
- Reforzamiento de estructuras metálicas con adición de nuevos elementos soldados
- Reforzamiento de estructuras de concreto con presfuerzo externo
- Ensanchamiento de puentes con calzada angosta
- Izamiento de superestructuras con espacio libre vertical insuficiente
- Recimentación de estructuras en peligro de falla por socavación o hundidas por capacidad de carga insuficiente
- Protección de subestructuras contra la erosión y la corrosión

En un plazo de dos años la Dirección General de Conservación de Carreteras tiene programado terminar de atender los puentes con calificación 4 y 5 para proceder a implantar un programa de acciones preventivas, propiamente de conservación.

Red de Autopistas Concesionadas.-

De 1990 a 1994 México llevó a cabo un extenso programa de construcción de autopistas bajo el régimen de concesión. Actualmente existen 5,000 Km de estas carreteras en las que se tienen 2,265 estructuras de claro superior a 6 m. Con el objeto de verificar que los concesionarios cumplan con el compromiso adquirido en el título de concesión relativo a mantener los niveles de calidad de servicio que esperan los usuarios y con el propósito de dar seguimiento a otros aspectos de Programa Nacional de Autopistas, en 1994 se creó un Grupo de Seguimiento de Autopistas de Cuota que posteriormente dió lugar en 1996 a la creación de la Unidad de Autopistas de Cuota.

Estas entidades han sido responsables de vigilar que los concesionarios implanten en la red a su cargo, un sistema de administración de la conservación, el cual incluye un sistema de puentes. No se ha exigido a los concesionarios que implanten un sistema en particular sino que desarrollen sus propios sistemas cumpliendo con los propósitos generales ya descritos en este trabajo. Algunos concesionarios han implantado el sistema SIAP desarrollado por el Instituto Mexicano del Transporte y otros han hecho adaptaciones propias de acuerdo con las características de los puentes que administran.

En virtud de que esta red es relativamente nueva, las actividades que hasta ahora se han realizado han consistido principalmente en el levantamiento del inventario y en la recopilación de información para integrar el banco de datos. Desde el punto de vista ejecutivo predominantemente se han realizado "acciones de posconstrucción", es decir acciones correctivas de problemas que quedaron pendientes al término de la construcción de las obras, como consecuencia de un programa de obras demasiado ajustado. Asimismo, se han hecho evaluaciones del comportamiento de estructuras especiales entre las que destacan puentes de estructura metálica espacial y puentes atirantados. En los primeros se han realizado pruebas dinámicas de carga, y en los segundos pruebas para medir la tensión actuante en los tirantes.

Es importante señalar que los puentes de la red de autopistas de cuota por su modernidad son generalmente de mayores dimensiones y de estructuras más complejas que los correspondientes de la red libre; por lo que es de esperarse que en el futuro planteen problemas más graves; de ahí la importancia de implantar desde ahora un adecuado sistema de seguimiento.

Red de Caminos y Puentes Federales de Ingresos (CAPUFE).-

El Organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos tiene a su cargo un total de 921 puentes, de los cuales 29 son puentes especiales de cuota y los restantes

son puentes o pasos a desnivel ubicados en las carreteras operadas por dicho organismo.

Desde 1989 el Organismo actualizó el inventario de las estructuras a su cargo y mediante inspecciones y evaluaciones realizadas por las delegaciones de CAPUFE en el interior del país, determinó acciones de reparación y reforzamiento, con una metodología propia que sigue pasos similares a los descritos anteriormente en este trabajo. De los 29 puentes especiales de cuota, han recibido acciones de reparación o reforzamiento 21 (70%).

Actualmente el Organismo está programando la consolidación de sus acciones de conservación mediante la implantación de un sistema de información digital para autopistas y puentes (SIDIAP) que se basa en una "mapoteca" digital de CAPUFE mediante la cual con apoyo en un sistema de información geográfica (SIG) se obtiene una visualización de tramos de carretera con algunos de sus atributos: topografía, cortes, terraplenes, taludes, alcantarillas, puentes, señales, etc. y al cual pueden incorporarse diferentes bases de datos como accidentes, volúmenes de tránsito, información económica, etc. El Sistema de Administración de Puentes puede desarrollarse en forma compatible con la "mapoteca". CAPUFE implantará el Sistema SIAP desarrollado por el IMT, únicamente procurando actualizar la herramienta computacional. Para operación del sistema se contempla el siguiente esquema anual de trabajo:

- De enero a marzo los superintendentes de puentes realizan las inspecciones preliminares
- De marzo a junio mediante empresas especializadas se efectúan las inspecciones principales y especiales
- De julio a septiembre se llevan a cabo los proyectos de rehabilitación
- De octubre a diciembre se realizan los concursos de obra, para iniciar en enero los trabajos de rehabilitación

Ferrocarriles Nacionales de México.-

La Empresa Ferrocarriles Nacionales de México durante muchos años actualizó continuamente el inventario de los puentes y otras obras de la red ferroviaria. En 1996 contaba con 10,812 puentes, 231 túneles (falsos y reales) y 25,120 alcantarillas. Los superintendentes de vía y estructuras estaban a cargo de la actualización permanente del inventario, de las inspecciones y evaluaciones de tal manera que la Empresa tenía un conocimiento preciso del estado de sus bienes patrimoniales y de las necesidades para su rehabilitación. Desafortunadamente, por la escasez de recursos no fue posible en los últimos años realizar acciones de reparación y reforzamiento, salvo en algunos casos puntuales de atención de emergencias.

Se espera que con el programa de concesionamiento de la red ferroviaria, las empresas concesionarios implanten en breve un programa de rehabilitación y modernización de la infraestructura, incluyendo a los puentes y alcantarillas.

Otras Redes.-

Se estima que en la red alimentadora de carreteras estatales pavimentadas existen aproximadamente 6,000 puentes y que en la red de caminos rurales (actualmente a cargo de la Federación) existen del orden de 4,000 puentes. En estas redes no se cuenta con ningún sistema de conservación de las estructuras, no se tiene ni siquiera un inventario, por lo que se desconoce el número de puentes, la ubicación, las características y el estado de cada uno de ellos. Esta situación es preocupante porque recientemente han ocurrido colapsos de puentes rurales bajo la acción de camiones de peso moderado. Además, dentro de estas redes se ubican puentes construidos por los municipios o por particulares, con poca o ninguna ingeniería y que por lo tanto adolecen de graves deficiencias.

Corresponde a las autoridades federales tomar la iniciativa para promover la corrección de esta situación, sobre todo tomando en cuenta que en breve la red de caminos rurales será transferida a los Gobiernos Estatales y que existe el propósito de transferir también aproximadamente el 50% de la red federal a dichos Gobiernos, con lo que se corre el riesgo de que estructuras actualmente bien atendidas entren en un proceso de degradación por la suspensión de su conservación.

Finalmente, cabe mencionar que en el Distrito Federal existe un número significativo de estructuras viales, la mayor parte de reciente construcción y muchas de ellas de gran importancia por sus dimensiones y características especiales de su estructuración. La administración de este patrimonio es responsabilidad directa de las Autoridades de la Ciudad de México. Aunque se han realizado reparaciones en algunos puentes para corregir problemas de construcción, por ejemplo realineamientos de la rasante, inyección de grietas producidas por un curado inadecuado del concreto, rigidización de estructuras demasiado flexibles, etc.; se desconoce si el Gobierno del Distrito Federal cuenta con un sistema para la conservación de los puentes a su cargo.

PERSPECTIVAS.-

Se describen en seguida, con base en los antecedentes y revisión de la situación actual arriba planteados, algunos de los problemas que se vislumbran en el futuro inmediato proponiendo acciones para atenderlos:

Consolidación de los Sistemas Implantados.-

Como queda de manifiesto en lo expuesto anteriormente, los puentes de la red federal, tanto la libre como la concesionada y la administrada por CAPUFE, han sido objeto en los últimos años de una atención creciente para subsanar el rezago

que había sobre su conservación. Se han logrado avances importantes y únicamente se requiere consolidar los sistemas implantados, siendo urgente la necesidad de extender los sistemas de conservación de puentes a las redes estatal, rural, ferroviaria y urbana.

Inspecciones.-

Para mejorar las inspecciones detalladas que actualmente se realizan en los puentes se estima urgente la adquisición por parte de cada una de las instituciones encargadas de la red federal, de por lo menos una plataforma móvil que permita el acceso a todos los puntos de interés, especialmente en puentes de gran altura. Actualmente solo existe una de alcance limitado, que es propiedad de una empresa privada.

Educación.-

Dada la importancia creciente de temas de durabilidad tanto de los materiales como de las estructuras, se hace necesario complementar los planes de estudios de las carreras de ingeniería civil para dar mayor énfasis a materias básicas como física y química, así como para abordar temas sobre durabilidad de materiales y estructuras.

Capacitación.-

Se han realizado recientemente varios cursos de capacitación sobre la temática de inspección, evaluación y mantenimiento de puentes. Es necesario que dichos cursos se amplíen para cubrir nuevas técnicas y para capacitar a un mayor número de ingenieros, incluyendo los de las empresas privadas.

La Dirección de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, con el patrocinio del Instituto Mexicano del Transporte, en los dos últimos años ha organizado cursos sobre estos temas contando con la participación de expertos norteamericanos.

Es importante que estos cursos continúen, que se logre la participación de especialistas de países desarrollados y que esos cursos se complementen con prácticas de campo.

Aun cuando los sistemas disponibles para la administración de la conservación de puentes, son teóricamente muy complejos, no debe perderse de vista que la confiabilidad de sus resultados depende exclusivamente de la preparación de los ingenieros que lo manejan y suministran los datos básicos. No habrá norma ni metodología que sustituya al ingeniero, por lo que la importancia de la capacitación es indiscutible.

Sistema de Aseguramiento de la Calidad.-

Muchos de los daños que presentan los puentes se originan en defectos de construcción. Por lo tanto la mejor medida preventiva es asegurar la buena calidad

de las obras. Por ejemplo, pueden mencionarse que el concreto de buena calidad es compacto, homogéneo, resistente y durable, proporciona un ambiente altamente alcalino que protege al acero de refuerzo y previene su corrosión, asegurando una larga duración de la estructura. Un concreto con estas características sólo puede lograrse si se cuenta con un sistema de aseguramiento total de la calidad.

En las obras a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, aun cuando ese sistema está previsto en las normas y en las obligaciones contractuales, es necesario reforzarlo, ya que se está viviendo en los últimos años una situación de transición en la que se pretende disminuir la participación de la institución, enfatizando la responsabilidad del constructor en el control de calidad y propiciando la mayor intervención de los laboratorios privados para la supervisión y verificación de la calidad, correspondiendo a los laboratorios de la Secretaría únicamente tareas de carácter normativo y coordinador.

Esta situación plantea la necesidad de contar con un Manual de Calidad en el que se puntualicen las responsabilidades e interacciones entre los participantes en el proceso constructivo. El Manual constituirá una medida fundamental para prevenir problemas de conservación.

Normas.-

La experiencia en el desarrollo de proyectos de rehabilitación de puentes indica que a menudo surgen discrepancias de criterio entre ingenieros, tanto de la administración como de las empresas, sobre las metodologías de evaluación y de cálculo del reforzamiento o rehabilitación de las estructuras. Debe recordarse que esta situación no es exclusiva de los problemas de conservación sino que ha surgido casi en todos los problemas prácticos de la ingeniería civil y que uno de los propósitos de las normas es precisamente el de zanjar esas diferencias de opinión, estableciendo criterios comunes para la determinación de las acciones.

En México tradicionalmente se han aplicado para el proyecto de puentes las normas de AASTHO, con algunas excepciones especialmente en lo concerniente a las cargas vivas y al análisis sísmico.

Es importante generar normas nacionales para proyectos de puentes. Los análisis que ha realizado el Instituto Mexicano del Transporte sobre las características de los vehículos que transitan por la red permitirán definir en un plazo breve las cargas de diseño para los puentes carreteros de México.

Sobre diseño sísmico existe ya una normativa en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad editado en 1993. Se requieren, sin embargo, investigaciones adicionales para precisar la aplicación de esa normativa al diseño sísmico de puentes, especialmente en lo que se refiere a la definición cuantitativa de los factores de comportamiento sísmico de diferentes tipos de

elementos estructurales comunes en los puentes. Se estima necesario también el desarrollo de dispositivos de amortiguamiento y disipación de energía sísmica.

La elaboración de normas para proyectos de rehabilitación de puentes será de mayor dificultad que la de normas de diseño de puentes nuevos, ya que existe escasa información en la literatura técnica mundial. Es importante destacar que todo proyecto de rehabilitación de estructuras suele ser el resultado de un compromiso entre lo deseable y lo posible, de acuerdo con las limitaciones técnicas y presupuestales, por lo que se estima conveniente que se elaboren guías para la detección y evaluación de daños así como para la estimación de la capacidad de carga de estructuras existentes, que complementen a normas de conservación en las que se definan sólo los criterios básicos.

Programas Especiales.-

Como se ha explicado, actualmente todos los puentes de las redes federales son objeto de inspecciones y evaluaciones sistemáticas. Sin embargo, se considera necesario desarrollar programas especiales de inspección y evaluación en relación con dos de los fenómenos más dañinos en los puentes: la socavación y el sismo.

Análisis de la Vulnerabilidad a la Socavación.-

Como quedó de relieve en los daños causados por ciclones a la red carretera nacional en 1997, la socavación sigue siendo la causa principal del colapso de los puentes en México, al igual que en todos los demás países. Es conveniente llevar a cabo un programa para identificar y revisar los puentes susceptibles de colapsarse por socavación. Para ello se identificarían los tramos de la red susceptibles de recibir los efectos de ciclones y se revisarían tanto físicamente como documentalmente las estructuras de esos tramos. La revisión incluiría la verificación de la capacidad hidráulica del puente, el conocimiento del comportamiento de la corriente y la definición de los niveles de socavación y de profundidad de desplante de la cimentación. Para estos últimos se requiere implementar técnicas indirectas de prospección.

De este análisis surgiría la necesidad de recimentar algunas estructuras o de realizar obras complementarias como reencauzamientos o puentes auxiliares. Como todos estos trabajos son muy costosos, se daría prioridad para su realización en aquellos puentes de ubicación estratégica en los que no fuera factible construir con rapidez una desviación provisional inmediatamente después de su eventual colapso.

Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica.-

En algunos países altamente sísmicos como Japón, Nueva Zelanda y Estados Unidos, las administraciones de carreteras están llevando a cabo revisiones de la

vulnerabilidad sísmica de los puentes, para proceder a la adecuación de las estructuras deficientes.

Estos programas han sido motivados por daños que las estructuras viales han sufrido en sismos recientes. Al respecto, destacan los sismos de Kobe, en Japón y los de Loma Prieta y Northridge en California, durante los cuales numerosos viaductos y puentes se colapsaron produciendo grandes pérdidas de vidas y bienes, así como dificultades para la atención de las demás emergencias sísmicas al mismo tiempo que cuantiosas pérdidas económicas por la suspensión de la operación del transporte.

Como consecuencia de estos programas, muchos puentes, especialmente los construidos antes de 1970, han sido objeto de modificaciones importantes. En muchos casos se han reforzado las columnas de los caballetes de las superestructuras, adicionándoles camisas de acero; también se han cambiado los dispositivos de apoyo, se han colocado topes y tirantes de restricción sísmica y se han añadido dispositivos de amortiguamiento y disipación.

En México, los sismos de 1985 y 1995 han causado daños menores a los puentes de las zonas cercanas a los epicentros. En general las reparaciones postsísmicas han consistido en el realineamiento de tramos de superestructura, en la sustitución de dispositivos de apoyo, en el resané de elementos golpeados y en la introducción de topes sísmicos. Sólo en casos aislados ha sido necesario recimentar zapatas piloteadas hundidas durante el terremoto y reforzar columnas que desarrollaron articulaciones plásticas en sus conexiones a los cabezales de las pilas.

Sin embargo, el hecho de que el comportamiento de los puentes en esos sismos haya sido relativamente satisfactorio, no nos exime de la responsabilidad de revisar por lo menos los puentes importantes alojados en las zonas de mayor sismicidad del país. Es importante recordar que las características dinámicas de la estructura aunadas a las de la excitación sísmica son las que definen el nivel de los daños, por lo que una estructura que resulta ileso en un sismo dado, puede tener daños en un sismo de características diferentes. Los sismos mexicanos de la costa del pacífico se han caracterizado por sus periodos predominantes relativamente largos; la mayoría de las estructuras viales existentes en esa costa son rígidas y de periodo corto, por lo que no han resultado dañadas, pero esa no es la situación de algunos puentes de construcción reciente, de gran flexibilidad, que pueden ser vulnerables, por lo que valdría la pena revisarlas e instrumentarlas para que los registros de sismos menores proporcionen una orientación sobre el comportamiento esperado ante grandes terremotos.

6.4 Modernización

Nuevas Tecnologías.-

Como el problema de la durabilidad de los materiales de construcción y de las estructuras es de alcance mundial, en numerosos países se ha impulsado el desarrollo y la implantación de nuevas tecnologías para la inspección, la

evaluación y la rehabilitación de puentes. Por ejemplo el Programa Estratégico para la investigación de Carreteras de los Estados Unidos (SHRP), comprende un capítulo completo para investigaciones sobre concreto y estructuras que abarca entre otros, los siguientes temas:

- Evaluación de las condiciones físicas de puentes de concreto.
 - * Desarrollo de equipos para pruebas no destructivas
- Protección y rehabilitación de puentes de concreto
 - * Técnicas electroquímicas
 - * Técnicas no electroquímicas
- Investigaciones especiales sobre concreto
 - * Concreto de alto comportamiento
 - * Reactividad Alkali-Silice
 - * Control de calidad con pruebas no destructivas
 - * Microestructura del concreto

Ante la imposibilidad de detallar los estudios mencionados arriba y otros que se realizan en otras instituciones de investigación, se procederá sólo a describir algunos desarrollos tecnológicos que se estiman de interés inmediato para los puentes de México.

En relación con los procedimientos de inspección, conviene implementar la utilización de los **sistemas de información geográfica**, para disponer de atlas georeferenciados de carreteras. La información captada en el campo se transmite por medio de una red telemétrica directamente al banco de datos en una oficina central. De esta manera se eliminan errores y demoras y puede tenerse un conocimiento instantáneo del estado de los puentes.

Para el monitoreo del comportamiento de las estructuras, se están implantando en otros países **sensores automáticos** que envían al banco de datos información sobre las condiciones internas de comportamiento estructural y pueden dar señales de alarma ante un colapso inminente.

Como la corrosión es uno de los problemas más graves para la durabilidad de las estructuras, se están desarrollando productos que sellan el concreto, pero que le permiten airearse, cerrando así el paso a los cloruros y a otros agentes que propician el desarrollo del proceso corrosivo.

Para el tratamiento de estructuras ya afectadas por la corrosión del acero de refuerzo, existen técnicas que permiten la **extracción de los iones de cloro** y la realcalinización de la masa de concreto, como un paso previo a la colocación de una cubierta protectora.

Todavía está pendiente que la tecnología mundial resuelva el problema de evaluar el estado del acero de presfuerzo en cables postensados adheridos al concreto. Han ocurrido algunas fallas de estas estructuras por corrosión catódica al

fragilizarse el acero de presfuerzo por la introducción de iones de hidrógeno. Estas fallas son súbitas y no pueden preverse porque aún no se han desarrollado pruebas confiables no destructivas que permitan evaluar el grado de **corrosión del acero de presfuerzo** y prevenir los colapsos. Por esta razón en algunos países (por ejemplo Francia) se están sustituyendo sistemáticamente todas las superestructuras presforzadas de la primera generación, construidas antes de que se tuviera conciencia de este problema y en otros países (por ejemplo Inglaterra) ha estado prohibido durante varios años el uso del presfuerzo adherido para nuevos puentes. Parece ser que la mejor medida preventiva de que se dispone ahora es tomar medidas de precaución muy estrictas durante la construcción para el manejo y colocación de los cables, la inyección de los ductos, la colocación y sellado de los anclajes y el vertido del concreto. Para todas estas etapas se han desarrollado numerosos productos comerciales de prevención anticorrosiva, cuyo uso en México es todavía limitado.

Numerosos proyectos de rehabilitación implican la necesidad de demoler parcialmente la estructura por atender. En algunos casos estas demoliciones se han hecho con equipos inapropiados, de tipo neumático, que causan daños a la estructura remanente y no pueden limitarse a demoler justamente lo necesario. Se han desarrollado equipos eléctricos de alta precisión para el corte y demolición y para el caso de demoliciones masivas esta disponible comercialmente la técnica de **hidrodemolición** que retira el concreto mediante la aplicación de chorros de agua a presión.

Las mayores expectativas para el logro de estructuras más durables están en el desarrollo y aplicación de **nuevos materiales**. Para el refuerzo de estructuras de concreto deterioradas se dispone ya de láminas de plástico reforzadas con fibras de carbón que permiten encapsular la estructura incrementando su capacidad de carga y su resistencia al intemperismo. En lo que se refiere al concreto se están utilizando cada vez más los **concretos de alto comportamiento** que aparte de tener mayor resistencia poseen una mayor compacidad, impermeabilidad y resistencia a los agentes agresivos. Asimismo, se están utilizando concretos modificados a los que se les agregan fibras. Existen diferentes tipos de fibras, ya sea de acero, vidrio, polipropileno o de carbón y de diferentes formas, que se agregan a la revoltura para prevenir el agrietamiento por cambios de temperatura o por fraguado y para aumentar la resistencia a la abrasión y a la corrosión.

En vista de los problemas de corrosión del acero de refuerzo y de presfuerzo, se está desarrollando la sustitución de ellos por cables de plástico reforzados con fibras de carbón. Existen ya puentes en Canadá construidos con fines experimentales siguiendo esta nueva técnica; asimismo, se han construido ya en Europa puentes peatonales con este nuevo material, en los que se omite el uso del concreto y acero tradicionales.

Es indudable que en México como en otros países, habrán de introducirse en el futuro las nuevas tecnologías de inspección, evaluación y rehabilitación de puentes. Sin embargo, es necesario que la adopción de ellas se base en estudios

cuidadosos que evalúen su factibilidad y las adapten a las condiciones nacionales. También es deseable que se fomente el desarrollo de nuevas técnicas y nuevos materiales en las instituciones mexicanas de investigación.