

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

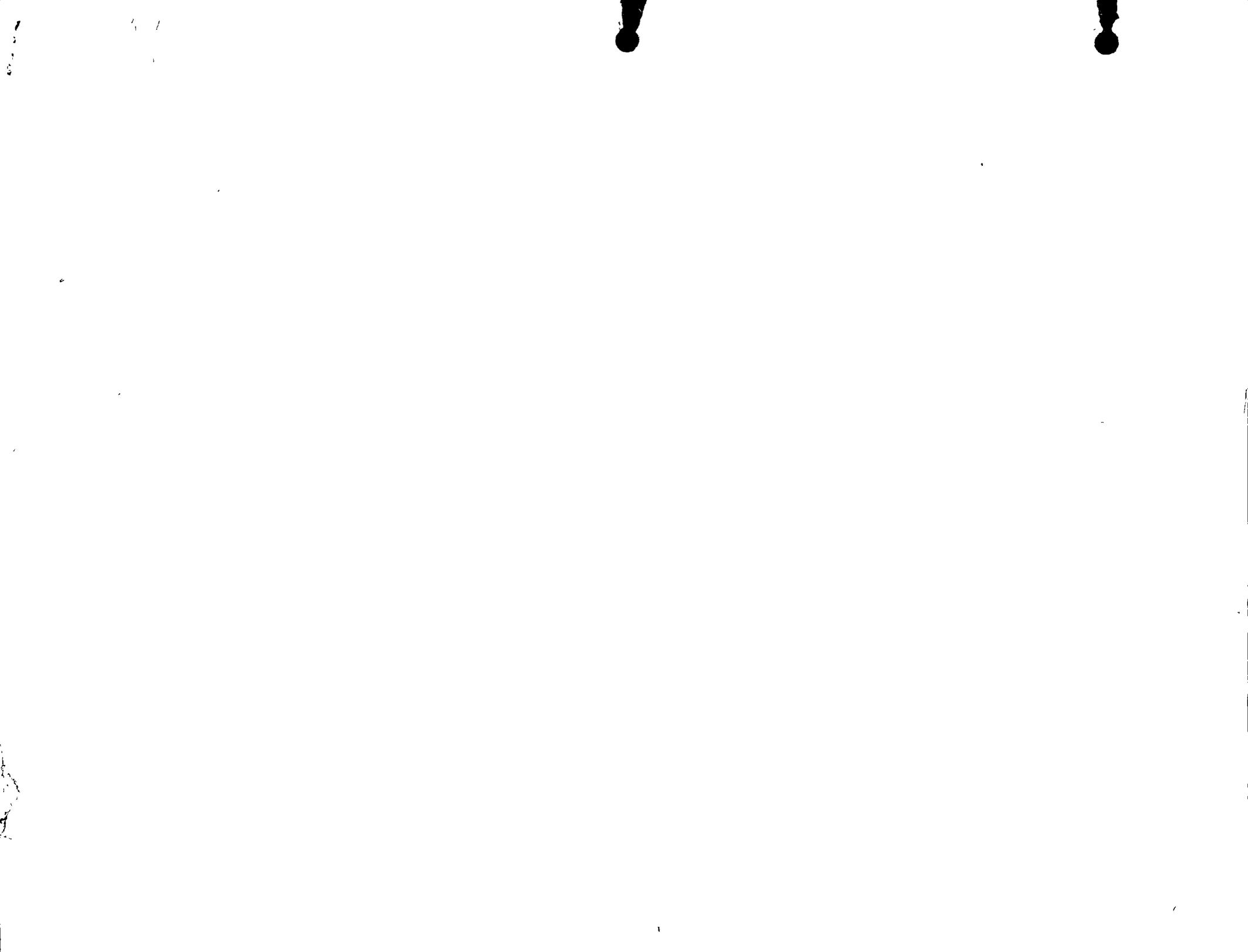
FECHA	HORA	TEMA	PROFESORES
MARTES 19 DE FEBRERO	18:30 - 18:45	INTRODUCCION	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA.
"	18:45 - 20:00	GENERALIDADES DE MECANICA DE SUELOS	ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	GENERALIDADES SOBRE PAVIMENTOS	ING. CARLOS FERNANDE LOAIZA.
JUEVES 21 DE FEBRERO	18:30 - 20:00	MATERIALES PARA PAVIMENTOS	ING. FELIPE LOO GOMEZ.
"	20:00 - 20:45	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	BREVE DISCUSION DE LOS DIVERSOS FACTORES QUE AFECTAN EL PROYECTO DE LOS PAVIMENTOS	ING. ENRIQUE PADILLA CORONA.
MARTES 26 DE FEBRERO	18:30 - 20:00	METODOS DE DISEÑO EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA.
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	

FECHA	HORA	TEMA	PROFESORES
MARTES 26 DE FEBRERO	20:15 - 21:45	METODOS DE DISEÑO - EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUI- RRE MENCHACA.
JUEVES 28 DE FEBRERO	18:30 - 20:00	METODOS DE DISEÑO - EN AEROPUERTOS	ING. FEDERICO DOVALI - RAMOS.
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	
	20:15 - 21:45	EVALUACION DEL COM - PORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS.	ING. LUIS MIGUEL AGUI - RRE MENCHACA ING. FEDERICO DOVALI - RAMOS.
MARTES 5 DE MARZO	18:30 - 20:00	SELECCION DEL TIPO - DE PAVIMENTOS	ING. ALBERTO MORENO BONETT.
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	GENERALIDADES SOBRE EQUIPO	ING. CARLOS MANUEL - CHAVARRI MALDONADO.
JUEVES 7 DE MARZO	18:30 - 20:00	METODOS DE CONSTRUC CION DE TERRACERIAS.- TRABAJOS PREVIOS. EX CAVACION. TRANSPORTE. COLOCACION Y AFINAMIE <u>N</u> TO SUPERFICIAL.	ING. JORGE CABEZUT - BÒO.

FECHA	HORA	TEMA	PROFESORES
JUEVES 7 DE MARZO	20:00 - 20:15	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	COMPACTACION	ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN.
MARTES 12 DE MARZO	18:30 - 20:00	MATERIALES PETREOS	ING. PEDRO LUIS BENI - TEZ ESPARZA.
	20:00 - 20:15	R E C E S O	
	20:15 - 21:45	MATERIALES PETREOS	ING. PEDRO LUIS BENI - TEZ ESPARZA.
JUEVES 14 DE MARZO	18:30 - 20:00	TRANSPORTE, COLOCA - CION Y COMPACTACION - DE LA MEZCLA ASFALTI CA EN CALIENTE. PRO - CEDIMIENTOS DE CONS - TRUCCION Y CRITERIOS - PARA LA ELECCION DEL - EQUIPO. CAUSAS QUE - ORIGINAN DEFECTOS DE - CONSTRUCCION Y METO - DOS PARA EVITARLOS Y CORREGIRLOS.	ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN.

FECHA	HORA	TEMA	PROFESORES
JUEVES 14 DE MARZO	20:15 - 21:45	CARACTERISTICAS DEL CONCRETO HIDRAULICO PARA PAVIMENTOS. CONTROL DE PRODUCCION. EQUIPO PARA SU ELABORACION.	ING. ROBERTO SANCHEZ TREJO.
MARTES 19 DE MARZO	18:30 - 20:00	PLANTAS PARA LA ELABORACION DE MEZCLAS ASFALTICAS.	ING. EMILIO GIL VALDIVIA.
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	PLANTAS PARA LA ELABORACION DE MEZCLAS ASFALTICAS.	ING. EMILIO GIL VALDIVIA.
MARTES 26 DE MARZO	18:30 - 20:00	BASES Y SUB - BASES	ING. ALFREDO GUERRA GUAJARDO.
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	CARPETAS ASFALTICAS	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO.

FECHA	HORA	TEMA	PROFESORES
JUEVES 28 DE MARZO	18:30 - 20:00	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE LOSAS.	ING. LUDWIG LINDNER STRAUSS.
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	CONTROL DE CALIDAD EN COMPACTACION	ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.
MARTES 2 DE ABRIL	18:30 - 20:00	CONTROL DE CALIDAD	ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	CONTOL DE PRODUCCION	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA.
JUEVES 4 DE ABRIL	18:30 - 20:00	CONSERVACION Y REHABILITACION DE PAVIMENTOS	ING. MIGUEL QUINTERO
"	20:00 - 20:15	R E C E S O	
"	20:15 - 21:45	MESA REDONDA.	



Impresión

350

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: COMPACTACION.

PROFESOR: ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN.

MEXICO, D.F., A 7 DE MARZO DE 1974.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

"SELECCION DEL EQUIPO PARA COMPACTACION DE TERRACERIAS".

ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN.

La finalidad de esta plática es comentar algunas ideas sobre los métodos que hemos empleado en la selección del tipo de máquina compactadora de terracerías, que creemos mas conveniente, para conjugar factores de inversión, producción, movilidad, eficiencia, disponibilidad de refacciones y servicios.

Debemos tener en mente que, en la construcción pesada, la inversión en equipo es cuantiosa y que éste se adquiere usualmente fuera del país, por lo que es muy importante pesar cuidadosamente todas las posibilidades para poder escoger la máquina más eficiente; esto es, el menor número posible de unidades para un trabajo determinado.

La vida útil de los pavimentos depende, primordialmente, de un drenaje bien proyectado, y de la estabilidad de las terracerías, ya que en ésta interviene, de manera importante, el grado de compactación a que fueron sometidas.

Compactación es la densificación artificial de los suelos mediante la aplicación de presiones que expulsan el aire y el agua de la masa del suelo. En términos de nuestra plática, debemos agregar que la compactación debe lograrse al menor costo posible. Para llegar a esto, necesitamos conocer ampliamente las especificaciones, los materiales de que se trate, los métodos que pensamos emplear, el equipo disponible, etc.

Las especificaciones de compactación las fija el proyectista de la obra, solicitando el grado de compactación, expresado como un porcentaje del peso volumétrico máximo, obtenido en el laboratorio de muestras representativas de los materiales que se van a emplear.

El grado de compactación es afectado por:

- 1.- El contenido de humedad en el material.
- 2.- La naturaleza del material, esto es, sus propiedades físicas, granulometría, etc.
- 3.- El tipo e intensidad de la fuerza compactiva.

La humedad en el material es un factor que siempre debe ser bien controlado. Para esto contamos con la determinación, en el laboratorio, del contenido óptimo de humedad. El contenido óptimo de humedad es la cantidad de agua contenida en la muestra, con la que se obtuvo el peso volumétrico máximo, expresada como porcentaje del peso seco máximo de la muestra. Haciendo pruebas en el campo, en los bancos o cortes de donde proceden los materiales para las terracerías, podemos conocer la cantidad de agua que debemos agregarle o quitarle al material. Es conveniente, para compensar la que se pierde por evaporación, agregar agua un poco en exceso de la humedad óptima. La compactación la daremos sin dificultad, con el equipo adecuado, si el contenido de agua en los materiales es el conveniente, para que lleve a cabo su función de lubricante para el acomodo de las partículas de los suelos. Cuando la cantidad de agua por agregar es considerable, y siempre que las condiciones de espacio, pendiente adecuada, ubicación del banco de agua, etc., lo permitan, es conveniente agregar agua, necesaria para la compactación, directamente en el banco de materiales. Esto se hace después de arar o aflojar la superficie del banco a una profundidad tal que per-

mita el tránsito de las pipas. Los bancos que, por su dureza o por razones de rendimiento en la carga, se deben aflojar, se prestan para agregar el agua. También, en caso de requerirse, se puede quitar humedad a los materiales en el banco con la simple acción aflojadora de los desgarradores. Es más usual agregar el agua directamente en el lugar donde se lleva a cabo la compactación. El personal encargado de vigilar estas operaciones debe ser muy experimentado y conocedor de los materiales, sobre todo para aquellos que exijan, para su adecuada compactación, de mucha precisión en el grado de humedad. El equipo que hemos encontrado más apropiado para agregar agua a las terracerías, ha sido el de pipas de 8 m³. que riegan el agua en abanico cubriendo una buena superficie por pasada.

El tamaño y peso de estas unidades permiten bastante maniobrabilidad en la construcción de terracerías, sobre todo en caminos relativamente angostos, porque pueden también entrar y salir de la zona de tiro rápidamente después de cumplir con su cometido, sin estorbar a los compactadores ni a las unidades de acarreo y depósito de materiales.

Decíamos que también la naturaleza de los suelos afecta la compactación que debemos obtener, no solamente por su peso, sino también por su comportamiento ante los esfuerzos compactivos con humedades menores a la óptima. Por ejemplo: algunas arcillas pesadas pueden ser compactadas adecuadamente con algunas variaciones en más o en menos en el contenido de humedad; en cambio, suelos de tipo granular más o menos bien graduados son muy sensibles a cualquier diferencia en su contenido de agua con relación a la óptima. En general, los suelos en su estado natural son raramente homogéneos y solamente pueden ser estudiados y trabajados mediante comparaciones con otros de tipo similar de los que se tiene alguna experiencia. Los tipos de suelos con los que comúnmente nos encontra-

mos los constructores de caminos son: gravas, que son piedras graduadas hasta la malla de 1/4", y arenas con partículas de hasta 0.002", (este es un material de tipo granular sin atracción entre sus partículas por lo que seco no tiene ninguna resistencia). Las arenas y las gravas pueden ser vibradas hasta obtener buenas densidades, porque los granos se acomodan hasta que logran su acomodo, minimizando los vacíos.

Los limos son arena muy fina, pero sin parecer granulares al tacto que en estado puro, cuando son agitados en agua, se depositan en el fondo del recipiente dejando el agua clara en la parte superior. Aunque sus tamaños son menores de 0.002" se les considera de tipo granular. No se obtienen buenas compactaciones con el limo puro; casi no tiene resistencia estando seco, pues no hay cohesión entre sus granos. Los materiales granulares permiten el paso del agua; esto es, son permeables. Los materiales hasta ahora mencionados, se han usado en terraplenes, claro que en alguna medida mezclados entre sí, con bastante buen éxito, con altas capacidades de resistencia y larga vida, requiriendo para ésto que los taludes se cubran inmediatamente con alguna especie vegetal que los confine y la superficie del terraplén se impermeabilice.

La arcilla es el suelo mas fino; consiste de partículas microscópicas coloidales que le dan su propiedad plástica. En agua, los coloides se mantienen en suspensión; tienen atracción entre sí que los convierte en un material cohesivo. Seca, la arcilla tiene alta resistencia; no se erosiona fácilmente, se trabaja bien y se compacta fácilmente cuando las condiciones de humedad son favorables. Las terracerías de material arcilloso deben también protegerse inmediatamente del intemperismo, porque son susceptibles de hinchamiento y enjutamiento cuando absorben o pierden humedad.

La material orgánica es otro material que halla el constructor en cantidad abundante. La menciono porque debe evitarse que forme parte de las terracerías, por sus efectos dañinos, pues al continuar su descomposición en el cuerpo del terraplén, producen vacíos y reducen la plasticidad y la resistencia.

Estos son los tipos de suelo que, mezclados entre sí en menor o mayor grado, encontramos disponibles para construir un camino. A diferencia de terracerías para aeropuertos o presas en que, por lo general, se fijan uno o pocos bancos de materiales, casi siempre semejantes para toda la obra; en caminos, según avanza la obra, los bancos de materiales usualmente van cambiando de naturaleza en los suelos que los componen y es en este caso donde, creo yo, se debe escoger cuidadosamente el tipo de compactadores que permitan la máxima latitud en su capacidad de compactar diversos suelos económicamente. La configuración del terreno influye notablemente en la selección del tipo de compactador; en caminos de terracerías compensadas en que el área de los terraplenes es reducida, sobre todo en su desplante, conviene pensar en equipo de compactación autopropulsado con transmisiones que permitan avances y retrocesos muy rápidos y de dirección hidráulica.

La compactación se logra en el campo mediante máquinas que aplican cuatro tipos de fuerzas en los suelos: presión, impacto, vibración y manipulación. La presión es producto de una fuerza vertical aplicada por el compactador. Sujeto el material a la fuerza, es comprimido y, por lo tanto, aumentada su densidad. Mientras actúa esta fuerza, el material tiende a desplazarse. Algunos compactadores son más eficientes que otros al prevenir estos desplazamientos. Entre menor sea el desplazamiento del material, mayor será la eficiencia compactiva de

la fuerza aplicada. También se nota que al aplicarse la fuerza verticalmente, según avanza el compactador, se forman grietas transversales que van desapareciendo, según se densifica el material, hasta el punto en que se igualan las fuerzas compactivas y la capacidad del material para soportarlas.

La compactación por impacto y vibración se logra a través de una serie de golpes. Habría que considerarlos como dos tipos de fuerzas compactivas que están íntimamente ligadas. Generalmente se estima que las fuerzas que se aplican por impacto, están en frecuencias de 50 a 600 golpes por minuto. Los compactadores vibratorios usualmente operan a frecuencias que pueden ir de 900 a 2400 vibraciones por minuto. Las fuerzas empleadas son, también, de impacto, aunque a velocidades mucho más altas.

Las fuerzas de manipulación o amasado son muy importantes en el arreglo o acomodo de las partículas de los suelos para lograr altas densidades. Esta acción de amasado se logra, principalmente, en rodillos tipo pata de cabra o de almohadillas que aplican las fuerzas alternadamente a baja o alta presión.

Actualmente, el mercado de equipo para compactación de terracerías ofrece planchas de llantas metálicas, aplanadoras de neumáticos de diversos tamaños, tambores pata de cabra, tractores con llantas metálicas segmentadas o de almohadillas, vibradores etc.

Aunque se pueden emplear en terracerías, vamos a dejar fuera de esta plática a las planchas de llanta rígida y a las aplanadoras de neumáticos, debido a que en general su rendimiento es muy bajo para trabajos de alguna importancia. Las planchas metálicas de llantas en tandem o en triciclo, afectan un espesor muy

pequeño y, en algunos materiales plásticos, tienden a encarpetar la superficie. Las aplanadoras de neumáticos, principalmente por la baja velocidad a que deben operarse, no son aplicables en trabajos de grán producción, como ya dijimos.

Esto nos deja, para escoger el equipo adecuado, un campo mas reducido, como es el de los compactadores de impacto-amasado y los de vibración.

Los compactadores de impacto-amasado dependen para efectuar un buen trabajo de su velocidad de translación. Entre más aprisa trabajen aplicarán sus patas o almohadillas, sean del dibujo que sean, mayor número de veces por minuto.

Estas máquinas son generalmente autopropulsadas logrando velocidades de 30 Km./hr. a 35 Km./hr. Hemos logrado altas producciones en la compactación de materiales del tipo de arenas cementadas con el uso de compactador de rejillas con peso de 16 ton., jalado por tractor sobre neumáticos de 250 a 300 HP. a velocidades de 25 Km./hr. a 30 Km./hr. Así, también, con el compactador de pisonés jalado con equipo similar en materiales más plásticos. Este tipo de equipo tiene la limitación de que necesita, para desarrollar esas velocidades, una zona de tiro del equipo de acarreo muy extendida y de suficiente amplitud para darse vuelta sin perder demasiado su velocidad. Las llantas de los tractores pierden tracción y por lo tanto capacidad para desarrollar la velocidad conveniente si, compactando materiales plásticos, se excede la cantidad de agua, por lo que los riegos deben aplicarse, como ya dije, por personas experimentadas.

Cuando la zona de tiro está muy confinada, digamos en el tipo de caminos angostos de terracerías compensadas, hemos encontrado muy conveniente por su

alta producción, los compactadores de pisones autopropulsados, pues la alta velocidad que desarrollan junto con la habilidad para retroceder también a alta velocidad, gracias a su transmisión, le permiten trabajar sin estorbar al equipo de transporte de materiales y a las pipas del agua. La cuchilla de que están dotados también ayuda a eliminar en algunos casos equipo adicional de extendido.

También son muy útiles en los casos en que debemos disgregar los materiales previamente a su compactación. Cualquier tipo de equipo que desmenuce los materiales, esto es, que los disgregue completamente al compactarlos asegura una buena compactación pues la presencia de grumos en los materiales influye en el grado de compactación buscado.

La compactación de suelos mediante vibración se ha popularizado debido a que los fabricantes están ofreciendo equipo autopropulsado muy maniobrable que además aplica una fuerza considerable. La frecuencia de vibrado de estas máquinas suele andar entre 1500 y 2400 r.p.m. La densificación del material se logra de abajo hacia arriba pudiéndose compactar capas gruesas, según el material. En suelos de tipo granular son muy eficientes los compactadores vibratorios de rodillos lisos; para materiales plásticos se emplea un rodillo pata de cabra o de pisones, también vibratorio. Este tipo de compactador está dotado de tracción en el tambor que lo hace muy maniobrable en lugares de difícil acceso. Un fabricante, Dynapac, ofrece tambores intercambiables dotando a la máquina básica de un rango muy amplio de aplicaciones.

Para tomar una decisión sobre adquisición de equipo es ineludible considerar estas máquinas, pesando cuidadosamente las ventajas que ofrecen y su aprovechamiento en un trabajo determinado.

Las consideraciones que solemos hacer para decidir qué máquina compactadora conviene adquirir, se inician por la determinación de producciones esperadas para un trabajo determinado. Del plazo de ejecución depende el número de unidades de carga y acarreo de los materiales que debemos emplear; el número de ellas nos dará la producción diaria y horaria, o sea, el volumen de terracerías que estamos obligados a compactar.

Desde luego, contamos con la información de los materiales de que se trata. Con estos datos iniciales determinamos qué número de máquinas son capaces de desarrollar el trabajo y qué ayuda de equipo adicional es necesario; para esto es fundamental la experiencia y la observación detallada y prolongada del equipo en cuestión en donde éste se haya empleado. Con los precios de adquisición y otros datos de fabricante y del lugar donde se usarán, se calculan los costos horarios de cada tipo de máquina. El costo comparativo será el que nos indique la relación costo horario rendimiento esperado.

Algunos compactadores tienen, como herramienta auxiliar, una cuchilla topadora para extender, acercar o retirar los materiales en el lugar en que se compactarán; por lo tanto, al efectuar la comparación de costo entre éste y otro que no disponga de cuchilla topadora, debemos agregarle el costo horario de otra máquina, (tractor o motoconformadora), que cumpla con la misma función.

Una de tantas formas de calcular el costo horario de una máquina es la que se muestra a continuación.

Precio de adquisición de la máquina y sus
accesorios

Menos:

Costo total del repuesto de las llantas _____

Valor de rescate _____

Valor neto de depreciación _____

VALOR DE TENENCIA

1.- Depreciación: $\frac{\text{Valor neto de depreciación}}{\text{Período de depreciación en horas}} =$ _____

2.- Intereses y seguro

Tasa anual: Intereses _____%

Seguro _____%

Uso anual supuesto _____ hr.

$\frac{\text{Factor x precio de adquisición}}{\text{horas /año}} =$ _____

Costo de tenencia 1 + 2 = _____

COSTO DE OPERACION

3.- Combustible:

Consumo horario _____ lt. x costo unitario \$ _____ = _____

4.- Lubricantes, grasas y filtros:

Motor: consumo horario _____ lt. x costo unitario \$ _____ = _____

Transmisión " " " = _____

Mandos: " " " = _____

Hidráulico: " " " = _____

Grasa " " " = _____

Filtros " " " = _____

Lubricantes, filtros y grasas (subtotal) = _____

5.- Llantas

$$\frac{\text{Costo del repuesto de llantas}}{\text{horas de vida de las llantas}} = \underline{\hspace{2cm}}$$

6.- Reparaciones:

$$\frac{\text{Factor de reparación} \times \text{Precio de adquisición menos llantas}}{\text{Período de depreciación}} = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$7.- \text{Conceptos especiales} = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$8.- \text{Salarios de operación (horario)} = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$9.- \text{Fletes y varios (horario)} = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$\text{Costo de operación (3 a 9)} = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$\text{COSTO DE LA HORA MAQUINA} = \underline{\hspace{2cm}}$$

De la comparación de los costos probables que arrojan estos cálculos, al menor de ellos debe sujetársele a otras consideraciones. Una de ellas es su transportabilidad, rápida y económica pues no debemos olvidar que se cambiará continuamente de lugar de trabajo. Otra, muy importante y en algunos casos decisiva, es la capacidad del fabricante a través de su representante de proporcionar servicio y refacciones. La disponibilidad de la máquina es vital para la ejecución de los trabajos económicamente y dentro de los plazos estipulados y para esto es fundamental contar con los repuestos de las piezas que se desgasten. Se afina aún más el cuadro general tomando en cuenta factores como inversión y financiamiento.

La decisión final es el resultado de las consideraciones que se han mencionado, aunque hay otra muy importante que es el número de máquinas que se deben adquirir, esto es, una sola capaz de ejecutar el trabajo programado o bien dos o mas que juntas produzcan lo mismo. Tomando en cuenta la cuantía de los trabajos que usualmente se ofrecen en la construcción de caminos, vale la pena pensar en la flexibilidad que proporciona el contar con máquinas mas chicas que separa-

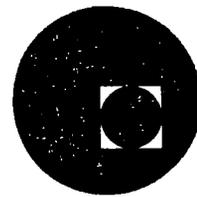
das nos pueren permitir la posibilidad de llevar a cabo en el futuro trabajos diferentes mas pequeños, económicamente.

México, D. F., a 7 de marzo de 1974.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

-- CARPETAS DE RIEGO --

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

1 1.5 77

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

CARPETAS DE BIELOS

TEMA: CARPETAS ASFALTICAS.

PROFESOR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO.

CONSTRUCCION DE CARPETAS ASFALTICAS DE RIEGOS, CARPETAS DE MEZCLA EN FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA Y CARPETAS DE MEZCLA EN EL LUGAR.

1. - EQUIPOS Y MATERIALES.

Antes de describir los procedimientos de construcción, hablaremos de los equipos y materiales que intervienen en ellos.

1.1) PETROLIZADORA. Esta máquina consiste básicamente en un tanque de almacenamiento para el asfalto y está provista de un sistema de calentamiento, de una bomba de presión, una barra de riego con espreas, tacómetro, termómetro y aditamento de medición de volúmenes.

Esta máquina debe ser capaz de regar los asfaltos de una manera uniforme y dosificada.

Para ello, el asfalto debe tirarse a una temperatura adecuada, y la presión en las espreas debe ser uniforme.

Para calentar los asfaltos a la temperatura indicada está provista de unos quemadores que pueden ser de diesel ó de gas. Para mantener una presión y un flujo uniforme sobre la barra de riego está provista de una bomba de engranes movida por un motor especial para ello.

Para operarla se siguen las siguientes operaciones:

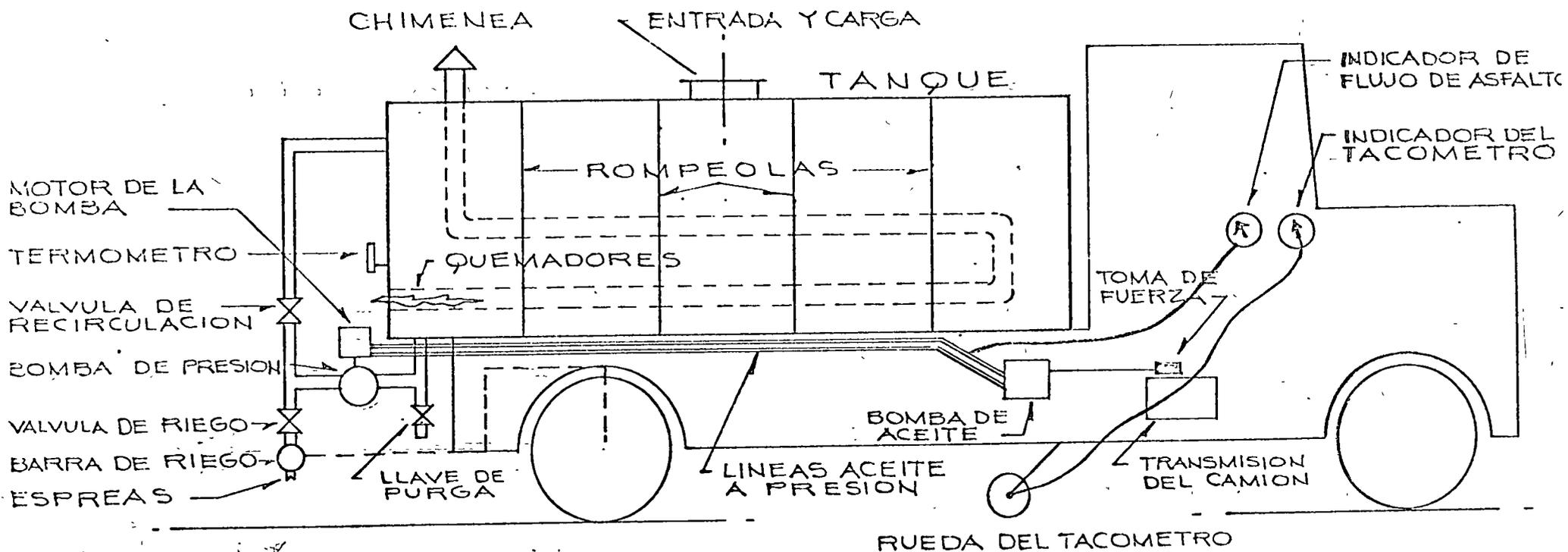
- a) Se llena con una cantidad mayor a la que se va a regar (200 ó 300 Lts. más).
- b) Se encienden los quemadores para calentar el asfalto a la temperatura adecuada, la que se vigila por medio del termómetro.
- c) Se calcula la velocidad de la máquina en función del número de litros por segundo de asfalto que tiran las barras y de la dosificación de asfalto para el riego.

Por ejemplo, sabemos que por cada metro de barra se tiran 4 lts/seg. y que debemos tirar 1.2 lts/m².

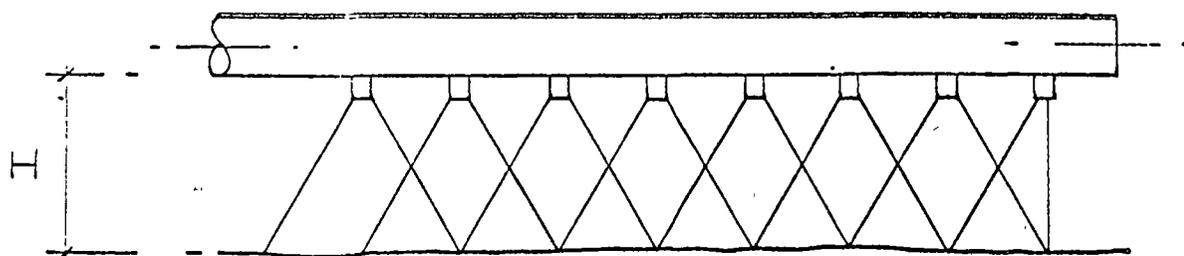
$$\text{velocidad} = \frac{4 \text{ lts/seg.} \cdot m}{1.2 \text{ lts/m}^2} = 3.33 \text{ m/seg.}$$

Esta velocidad se controla con el tacómetro que es una pequeña rueda adicional que mide velocidades pequeñas con una gran

BARRA GRADUADA PARA
MEDICION DE VOLUMENES

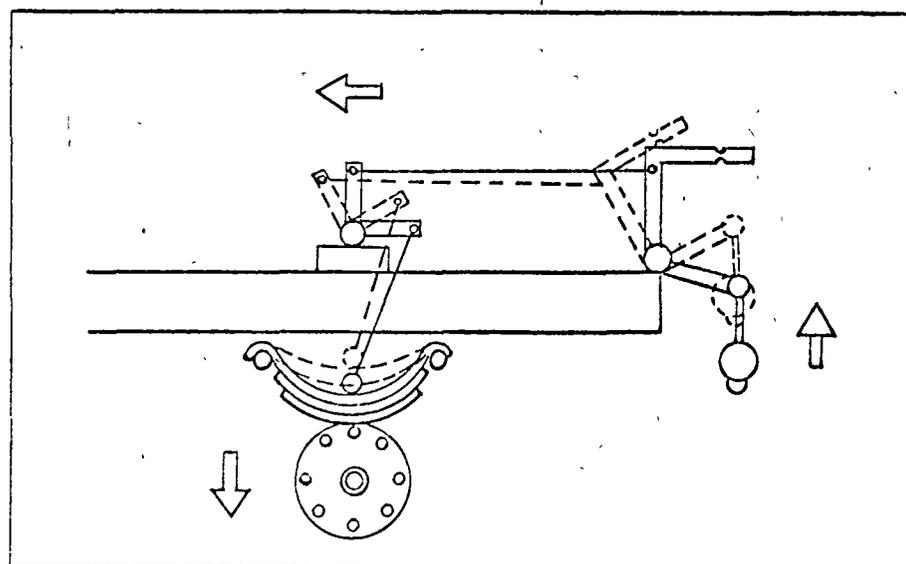


CROQUIS DE UNA PETROLIZADORA

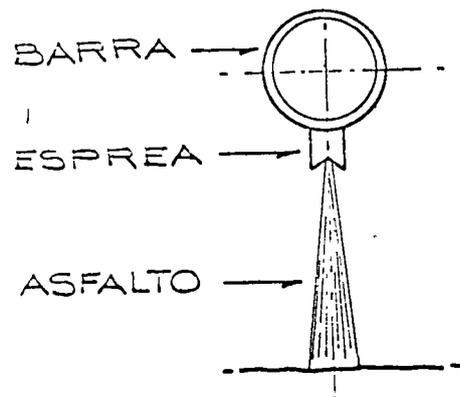


VISTA DE FRENTE (CORRECTO)

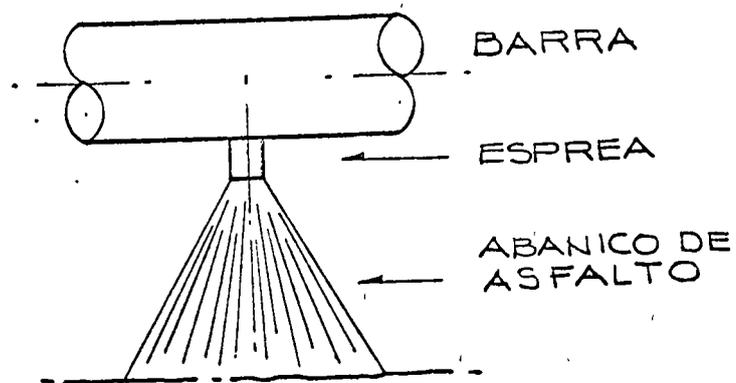
FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBUYEN EL ASFALTO (CONTINUACION)



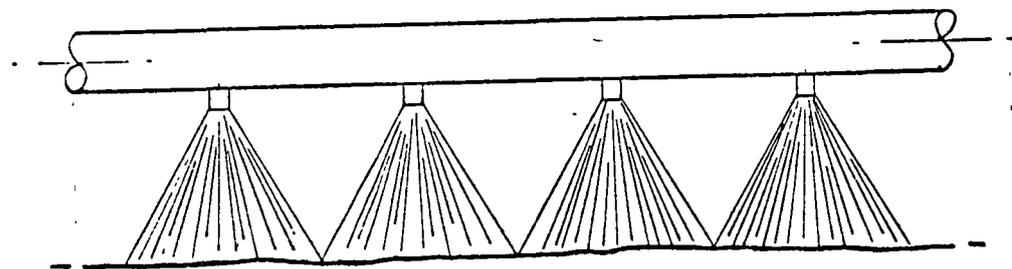
MECANISMO PARA MANTENER UNIFORME LA ALTURA DE LA BARRA DE RIEGO



VISTA DE LADO



VISTA DE FRENTE



VISTA DE FRENTE (INCORRECTO)

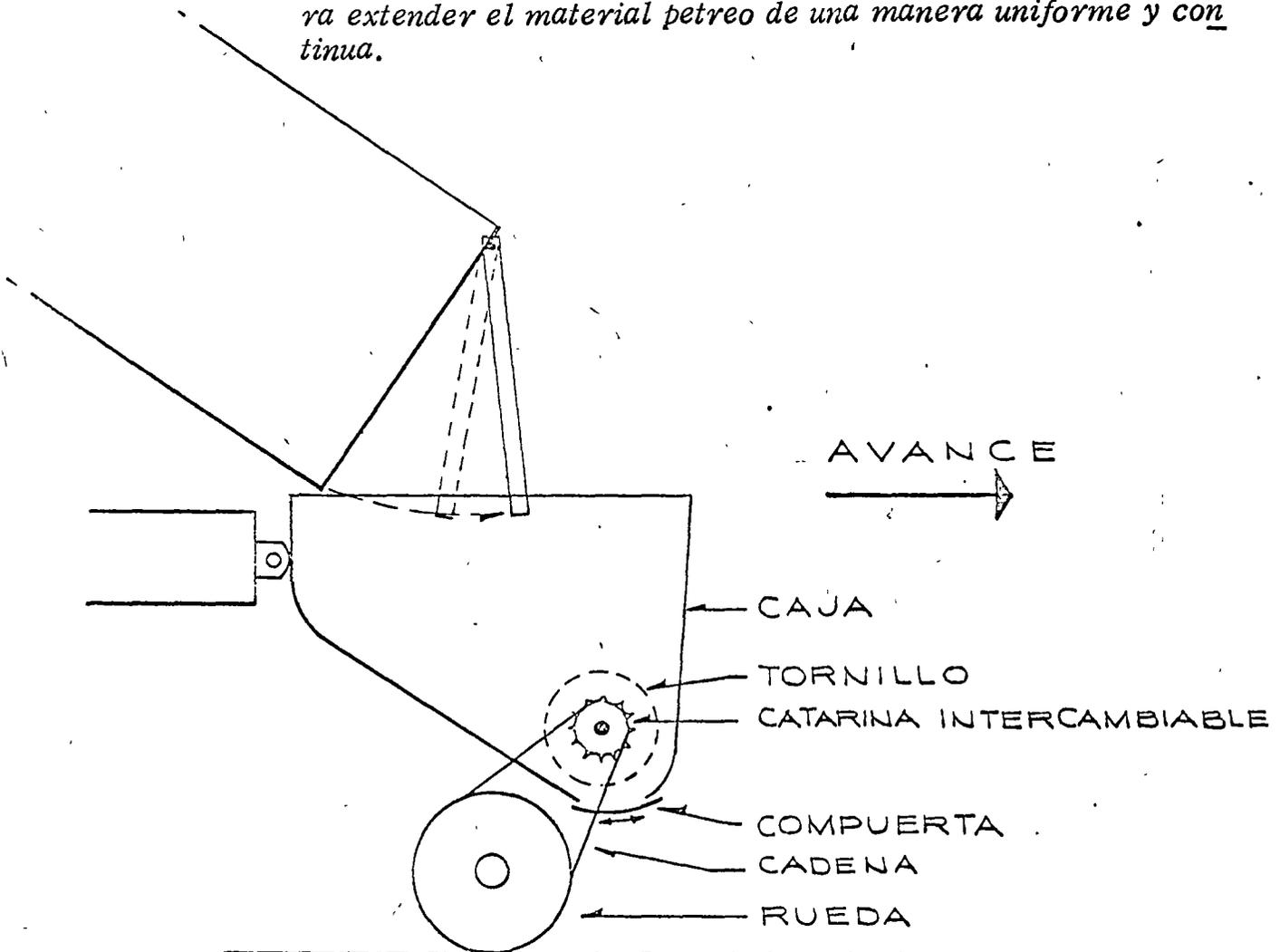
FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRI-
BUYEN EL ASFALTO

precisión. La carátula del tacómetro está cerca del volante - visible al operador.

De esta forma la petrolizadora está lista para operar.

1.2) ESPARCIDOR DE MATERIALES PETREOS.

Esta máquina, se engancha a un camión de volteo y sirve para extender el material petreo de una manera uniforme y continua.



CROQUIS DE UN ESPARCIDOR

El material petreo cae del camión a la caja del esparcidor, un tornillo de Arquímedes movido por una cadena desde las ruedas del esparcidor se encarga de uniformizar el flujo del material y una compuerta, movida por una palanca regula el flujo del material. Estas máquinas se regulan a base de cambiar la catarina la que controla la velocidad del tornillo.

Los principales defectos a evitar en carpetas de riegos son:

- 1) Rayado (aparición de rayas longitudinales).
- 2) Poco asfalto.
- 3) Mucho asfalto.
- 4) Desprendimiento de agregados.

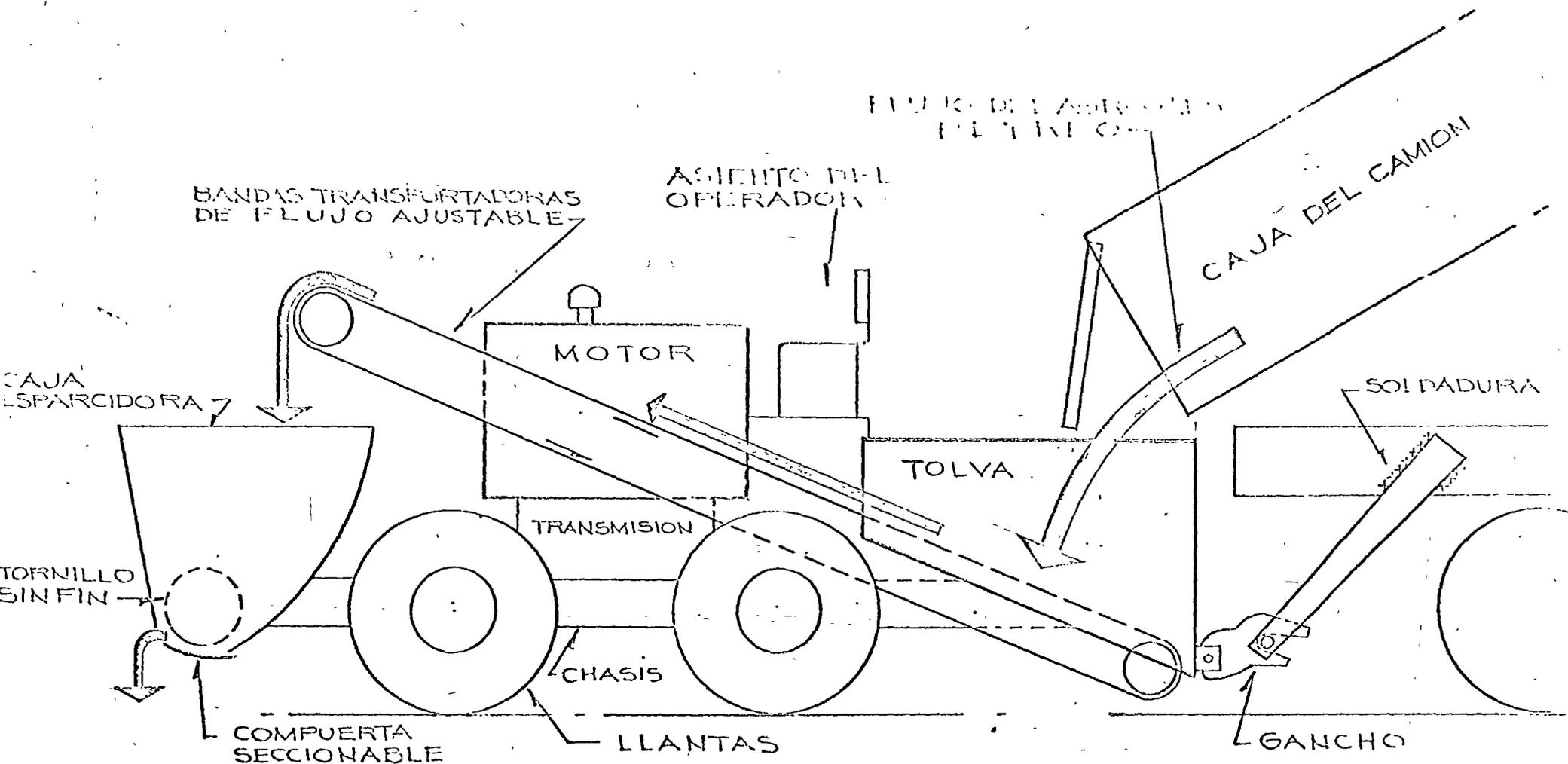
Estos se evitan con riegos uniformes y bien dosificados. Hasta hace poco tiempo esto era muy difícil de hacer por las siguientes razones:

- a) Riegos de asfalto: la dosificación dependía de la habilidad del operador para mantener la velocidad es decir si el operador tenía que llevar la petrolizadora a 300 pies por minuto, normalmente la llevaba entre 250 y 350 f. p. m. lo que hacía el riego poco uniforme.

Por otra parte la altura de la barra de riego, generalmente fija a la máquina, dependía de la carga variable del asfalto, empezando baja la altura de la barra y terminando alta al vaciarse la petrolizadora. Esto provocaba traslapos variables de los chorros de las espreas lo que daba por resultado un riego rayado.

En las petrolizadoras modernas estos defectos se han eliminado por medio de mecanismos que regulan el flujo del asfalto en función de la velocidad y mantienen fija la altura de la barra de riego.

- b) Riegos de material pétreo. Los continuos cambios del esparcidor colgado a los camiones provocaban retardos en el tiempo de riego y no permitían un riego continuo pero si provocaban traslapos defectuosos en cada cambio. Esto se ha remediado con esparcidores autopropulsados de enganche rápido a los camiones y que disponen de tolvas de capacidad suficiente para permitir el cambio de camiones sin interrumpir el riego.



CROQUIS DE UN ESPARCIDOR
AUTOPROPULSADO

1. 3) MATERIALES PETREOS PARA CARPETAS DE RIEGOS:

Los materiales pétreos que se empleen en la construcción de carpetas asfálticas por el sistema de riegos, se denominarán como se indica en la tabla siguiente:

Denominación del material pétreo	Que pase por malla de	Y se retenga en malla de
1	25.4mm. (1")	12.7mm. ($\frac{1}{2}$ ")
2	12.7mm. ($\frac{1}{2}$ ")	6.3mm. ($\frac{1}{4}$ ")
3-A	9.5mm. ($\frac{3}{8}$ ")	Núm. 8
3-B	6.3mm. ($\frac{1}{4}$ ")	Núm. 8
3-E	9.5mm. ($\frac{3}{8}$ ")	Núm. 4

y deben cumplir las siguientes granulometrías:

Mallas	Condiciones	Denominación del material pétreo				
		1	2	3-A	3-B	3-E
De 31.8mm ($1\frac{1}{4}$ ")	Debe pasar	100%				
De 25.4mm (1")	Debe pasar	95% mín.				
De 19.1mm ($\frac{3}{4}$ ")	Debe pasar		100%			
De 12.7mm ($\frac{1}{2}$ ")	Debe pasar		95% mín.	100%		100%
	Debe retenerse	95% mín.				
De 9.5mm ($\frac{3}{8}$ ")	Debe pasar			95% mín.	100%	95% mín.
De 6.3mm ($\frac{1}{4}$ ")	Debe pasar				95% mín.	
	Debe retenerse		95% mín.			
Núm. 4	Debe retenerse					95% mín.
Núm. 8	Debe retenerse		100%	95% mín.	95% mín.	100%
Núm. 40	Debe retenerse			100%	100%	

Además estarán libres de polvo, de materia orgánica y de cualquier otro material extraño al pétreo, su humedad será como -- máximo la humedad de absorción y deberán pasar las siguientes pruebas:

- a) De desgaste Los Angeles, para cualquier tipo de material pétreo.....30% máximo.
- b) De intemperismo acelerado.....12% máximo.
- c) De forma de las partículas, para partículas alargadas y/o en forma de laja.....35% máximo.

d) De afinidad con el asfalto:

d.1) Desprendimiento por fricción:.....25% máximo.

d.2) Cubrimiento con asfalto:.....90% mínimo.

1.4) MATERIALES ASFÁLTICOS: (para todas las carpetas).

Los materiales asfálticos podrán ser cualesquiera de los siguientes:

a) Asfaltos rebajados de fraguado rápido, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo de la nafta ó gasolina.

b) Asfaltos rebajados de fraguado medio, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo del queroseno.

c) Asfaltos rebajados, de fraguado lento que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente de baja volatilidad ó aceite ligero.

d) Emulsiones asfálticas, que son los materiales asfálticos líquidos estables, formados por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de asfalto. Dependiendo del agente emulsificante, las emulsiones asfálticas pueden ser aniónicas, si los glóbulos de asfalto tienen carga electronegativa ó catiónicas, si los glóbulos asfálticos tienen carga electropositiva. Las emulsiones asfálticas pueden ser de rompimiento rápido, medio y lento.

y deberán satisfacer las siguientes pruebas:

Descripción de pruebas en la siguiente hoja.

a) Asfaltos rebajados de freguado rápido

Características	G R A D O				
	FR-0	FR-1	FR-2	FR-3	FR-4
<i>Pruebas al material asfáltico.</i>					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag), °C mínimo.....			27	27	27
<i>Viscosidad Saybolt-Furol:</i>					
A 25°C, segundos..	75-150				
A 50°C, segundos..		75-150			
A 60°C, segundos..			100-200	250-500	
A 82°C, segundos..					125-250
<i>Destilación: Por ciento del total destilado a 360°C</i>					
Hasta 190°C, mínimo	15	10			
Hasta 225°C, mínimo	55	50	40	25	8
Hasta 260°C, mínimo	75	70	65	55	40
Hasta 315°C, mínimo	90	88	87	83	80
<i>Residuo de la destilación a 360°C. Por ciento del volumen total por diferencia, mínimo</i>					
	50	60	67	73	78
<i>Agua por destilación, por ciento, máximo</i>					
	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>Pruebas al residuo de la destilación.</i>					
Penetración, grados	80-120	80-120	80-120	80-120	80-120
Ductilidad en centímetros, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

b) Asfaltos rebajados de fraguado medio

Característica:.	G R A D O				
	FM-0	FM-1	FM-2	FM-3	FM-4
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag.) ^o C mínimo:	38	38	66	66	66
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25 ^o C, segundos	75-150				
A 50 ^o C, segundos		75-150			
A 60 ^o C, segundos			100-200	250-500	
A 82 ^o C, segundos					125-250
Destilación: Por ciento a 360 ^o C					
Hasta 225 ^o C, máximo	25	20	10	5	0
Hasta 260 ^o C,	40-70	25-65	15-55	5-40	30 Máx.
Hasta 315 ^o C,	75-93	70-90	60-87	55-85	40-80
Residuo de la destilación a 360 ^o C. Por ciento del volumen total por diferencia, mínimo	50	60	67	73	78
Agua por destilación, por ciento, máximo	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>					
Penetración, grados	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300
Ductilidad en centímetros mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

Hoja 7.

c) Asfaltos rebajados de fraguado lento

Características	GRADO				
	FL-0	FL-1	FL-2	FL-3	FL-4
<i>Pruebas al material asfáltico.</i>					
<i>Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo</i>	66	66	80	93	107
<i>Viscosidad Saybolt-Furol:</i>					
<i>A 25°C, segundos</i>	75-150				
<i>A 50°C, segundos</i>		75-150			
<i>A 60°C, segundos</i>			100-200	250-500	
<i>A 82°C, segundos</i>					125-250
<i>Destilación: Destilado total a 360°C, por ciento en volumen</i>	15-40	10-30	5-25	2-15	10 Máx.
<i>Agua por destilación, por ciento, máximo</i>	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
<i>Residuo asfáltico de 100 grados de penetración, por ciento, mínimo</i>	40	50	60	70	75
<i>Pruebas al residuo de la destilación.</i>					
<i>Flotación en el residuo de la destilación, a 25°C, segundos</i>	15-100	20-100	25-100	50-125	60-150
<i>Ductilidad del residuo asfáltico de 100 grados de penetración, 25°C, cm. mínimo.</i>	100	100	100	100	100
<i>Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.</i>	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

d.1) Emulsiones asfálticas aniónicas

Características	G R A D O				
	Rompimiento Rápido		Rompimiento medio	Rompimiento lento	
	RR-1	RR-2	RM-2	RL-1	RL-2
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Viscosidad Saybolt-Furol a 25°C, segundos	20-100		100 Mín.	20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C, segundos	75-400				
Residuo de la destilación, por ciento en peso, mín.	57	62	62	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en por ciento máximo	3	3	3	3	3
Demulsibilidad:					
35ml de 0.02 N CaCl ₂ , por ciento, mínimo	60	50			
50 ml de 0.10N CaCl ₂ , por ciento, máximo			30		
Retenido en la malla Núm. 20, por ciento máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Miscibilidad con cemento Portland, por ciento, má- ximo				2.0	2.0
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>					
Penetración, 25°C, 100 g. 5 segundos, grados	100-200	100-200	100-200	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5
Ductilidad, 25°C, cm. mínimo.	40	40	40	40	40

*****NOTA: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de treinta por ciento (30%) al bajar su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a diez grados centígrados (10°C), ni bajar más de treinta por ciento (30%) al subir su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a cuarenta grados centígrados (40°C).

d. 2) Emulsiones asfálticas catiónicas

Características	G R A D O					
	Rompimiento rápido		Rompimiento medio		Rompimiento lento	
	RR-2K	RR-3K	RM-2K	RM-3K	RL-2K	RL-3K
Pruebas al material asfáltico						
Viscosidad Saybolt-Furol 25°C, segundos					20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furol 50°C, segundos	20-100	100-400	50-500	50-500		
Residuo de la destilación, por ciento en peso, mínimo	60	65	60	65	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en por ciento máximo	5	5	5	5	5	5
Retenido en la malla No. 20, por ciento, máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Cubrimiento del agregado (en condiciones de trabajo) Prueba de resistencia al agua:						
Agregado seco, por ciento de cubrimiento, mínimo			80	80		
Agregado húmedo, por ciento de cubrimiento, mínimo			60	60		
Miscibilidad con cemento Portland, por ciento, máximo.					2	2
Carga de la partícula	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva		
PII, máximo					6.7	6.7
Disolvente en volumen, por ciento máximo	3	3	20	12		

Características	G R A D O					
	Rompimiento rápido		Rompimiento medio		Rompimiento lento	
	RR-2K	RR-3K	RM-2K	RM-3K	RL-2K	RL-2K
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>						
Penetración, 25°C, 100g, 5 segundos, grados	100-250	100-250	100-250	100-250	100-200	40-90
Solubilidad en tetra- cloruro de carbono, por ciento, mínimo	97	97	97	97	97	97
Ductilidad, 25°C, cm. mínimo	40	40	40	40	40	40

NOTA: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de treinta por ciento (30%) al bajar su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a diez grados centígrados (10°C), ni bajar más de treinta por ciento (30%) al subir su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a cuarenta grados centígrados (40°C).

Por otra parte, los materiales asfálticos deberán almacenarse en depósitos que reúnan los requisitos necesarios para evitar contaminaciones y estarán protegidos contra incendios, fugas y pérdidas excesiva de disolventes.

Cuando se usan asfaltos rebajados se contará con un calentador y una bomba para poder hacer la carga a la petrolizadora.

Las temperaturas de los materiales asfálticos en el momento de su empleo serán las siguientes:

a) Asfaltos rebajados de fraguado lento:

- FL-0 de 20°C a 30°C
- FL-1 de 30°C a 45°C
- FL-2 de 75°C a 85°C
- FL-3 de 85°C a 95°C
- FL-4 de 95°C a 100°C

b) *Asfallos rebajados de fraguado medio:*

FM-0 de 20° C a 40° C
FM-1 de 30° C a 60° C
FM-2 de 70° C a 85° C
FM-3 de 80° C a 95° C
FM-4 de 90° C a 100° C

c) *Asfaltos rebajados de fraguado rápido:*

FR-0 de 20° C a 40° C
FR-1 de 30° C a 50° C
FR-2 de 40° C a 60° C
FR-3 de 60° C a 80° C
FR-4 de 80° C a 100° C

d) *Emulsiones asfálticas:*

Por lo general no requieren calentamiento de 5° C a 40° C

No deberán aplicarse riegos de materiales asfálticos cuando la temperatura sea menor de 5° C, cuando haya amenaza de lluvia ó cuando la velocidad del viento impida que la aplicación sea uniforme.

2. - CARPETAS ASFALTICAS DE RIEGOS.

Estas carpetas se usan para tránsitos ligeros (menores de 250 vehículos por día) y se pueden definir como lo hace la Secretaría de -- Obras Públicas:

Las que se construyen mediante uno (1), dos (2), ó tres (3) riegos de materiales asfálticos, cubiertos sucesivamente con capas de materiales pétreos de diferentes tamaños, triturados y/ó cribados.

CARPETAS DE 1 RIEGO. - Después que la imprimación haya curado durante 24 horas por lo menos, se aplica el material asfáltico (según la dosificación prescrita) directamente sobre la capa de base que ha recibido la imprimación.

El traslape de las aplicaciones de material asfáltico en la unión de dos aplicaciones produce un exceso de asfalto que fluye a la superficie y origina una situación de inestabilidad y un aspecto desagradable del riego terminado. Las lagunas ó aplicaciones escasas en las uniones dan lugar a la retención de poca ó ninguna -- gravilla, y el retoque es necesario inmediatamente.

Para eliminar estos defectos al final de una aplicación y comienzo de otra, las aplicaciones de material asfáltico deben empezar y -- terminar todas sobre una ó más tiras de papel de construcción ó -- de envolver, colocado a través del camino antes de iniciar el trabajo. El borde anterior del papel se coloca de tal forma que coincida exactamente con el borde del material asfáltico aplicado en -- último lugar, para mantener este en su sitio se coloca sobre él -- una pequeña cantidad de áridos. A continuación, la petrolizadora inicia su movimiento hacia adelante, a suficiente distancia detrás del borde anterior de las tiras de papel, para alcanzar la velocidad predeterminada en el momento en que la barra regadora alcanza el papel, de manera que el paso de material asfáltico a través de la barra distribuidora se abre cuando ésta pasa sobre el papel, y el primer material se riega sobre este antes de alcanzar su borde anterior. Después se retira el papel y se destruye. Así se obtiene un borde bien definido de la capa de ligante asfáltico aplicado a la base sobre la imprimación.

Como las aplicaciones de material asfáltico se terminan sobre una ó más tiras de papel, situadas a través del camino ó de la zona en la que se está aplicando el material, es necesario que el papel se coloque antes del comienzo de la operación. La posición de este -- para terminar una aplicación se determina calculando la distancia que debería cubrirse por la carga de material asfáltico que lleva la petrolizadora y situando el papel a suficiente distancia por delante de este punto teórico para que al alcanzarlo queden en el tanque de 200 a 300 litros de material. El paso del asfalto se corta cuando la barra llega al papel, al mismo tiempo que se detiene el avance del camión, de forma que todo el material que gotee de la barra caiga sobre aquel. Después de quitar el papel queda otro borde bien definido de material asfáltico, que permite obtener un buen enlace con la aplicación siguiente. No debe intentarse aplicar toda la carga -- del distribuidor, porque cuando el material baja demasiado en el -- tanque, la bomba empieza a aspirar material mezclado con aire y el caudal deja de ser uniforme.

Para asegurar una alineación adecuada de la aplicación del material asfáltico se alivanta una cuerda a lo largo del paseo ó cerca -- del borde de la aplicación, de modo que sirva de guía al conductor de la petrolizadora.

Inmediatamente después de la aplicación del material asfáltico se -- extienden los materiales pétreos por medio de un esparcidor mecánico, con el fin de aprovechar la fluidez del asfalto y obtener la --- adherencia de la máxima cantidad de pétreos. En determinadas condiciones puede ser necesario reducir la longitud de la aplicación del asfalto para que pueda ser cubierto con los áridos en un tiempo máximo especificado.

Tan pronto como se han extendido los áridos sobre el material asfáltico recién aplicado, debe apisonarse toda la superficie con una sola pasada de un rodillo de llanta metálica; seguidamente puede barrerse la superficie con una barredora arrastrada ó pasar una hoja ligera para obtener una distribución más uniforme de los áridos. A continuación debe procederse al apisonado con rodillo de llanta rígida ó de neumáticos, ó con una combinación de ambos tipos, hasta conseguir una perfecta adherencia de los materiales pétreos con el material asfáltico.

Transcurrido un tiempo no menor de tres días se recolectará mediante barrido y se removerá el material pétreo excedente que no se adhiera al material asfáltico.

El resultado final se muestra en la siguiente figura:



SUPERFICIE ORIGINAL

Proporción adecuada entre material pétreo y asfalto, con la grava hundida en un 60% aproximadamente.

La idea general es que las llantas rueden sobre el material pétreo, ya que como el asfalto y el agua no son miscibles, si la llanta rueda directamente sobre el asfalto con el agua se produce una superficie resbalosa.

CARPETAS DE DOS Y TRES RIEGOS.

En estas carpetas las operaciones a efectuar son las siguientes:

Para la carpeta de 2 riegos:

- A) Se barrerá la base impregnada.
- B) Sobre la base superficialmente seca se dará un riego de material asfáltico, (generalmente FR-3, ó emulsiones de rompimiento rápido).
- C) Se cubrirá el riego de material asfáltico con una capa de material pétreo número 2.
- D) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- E) Se dará sobre el material pétreo un segundo riego de material asfáltico.

- (K) REMOCION DE MATERIAL EXCEDENTE -----
- (J) RASTREO Y PLANCHADO -----
- (I) MATERIAL PETREO 3-B oooooooooooooo
- (H) RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO =====
- (G) RASTREO Y PLANCHADO -----
- (F) MATERIAL PETREO N° 2 oooooooooooooo
- (E) RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO =====
- (D) RASTREO Y PLANCHADO -----
- (C) MATERIAL PETREO N° 1 oooooooooooooo
- (B) RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO =====
- (A) BARRER LA BASE IMPREGNADA -----

CARPETA DE TRES RIEGOS

(F)	REMOCION DE MATERIAL EXCEDENTE	-----
(E)	RASTREO Y PLANCHADO	-----
(E)	MATERIAL PETREO 3-B	oooooooooooooooo
(E)	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	=====
(D)	RASTREO Y PLANCHADO	-----
(C)	MATERIAL PETREO N° 2	oooooooooooo
(B)	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	=====
(A)	BARRER LA BASE IMPREGNADA	-----

CARPETA DE DOS RIEGOS

F) Se cubrirá el segundo riego de material asfáltico con una capa de material pétreo 3-B.

G) Se rastreará y planchará el material pétreo.

H) Transcurrido un tiempo no menor de tres días se recolectará y removerá el material pétreo 3-B excedente que no se adhiera al material asfáltico del segundo riego.

Para la carpeta de 3 riegos:

A) Se barrerá la base impregnada.

B) Sobre la base superficialmente seca se dará un riego de material asfáltico, (generalmente FR-3, ó emulsiones de rompimiento rápido).

C) Se cubrirá el riego de material asfáltico con una capa de material pétreo número 1.

D) Se rastreará y planchará el material pétreo.

E) Se dará sobre el material pétreo un segundo riego de material asfáltico.

F) Se cubrirá el segundo riego de material asfáltico con una capa de material pétreo número 2.

G) Se rastreará y planchará el material pétreo.

H) Se dará sobre el material pétreo un tercer riego de material asfáltico.

I) Se cubrirá el tercer riego de material asfáltico con una capa de material pétreo 3-B.

J) Se rastreará y planchará el material pétreo.

K) Transcurrido un tiempo no menor de tres (3) días se recolectará y removerá el material pétreo excedente que no se adhiera al material asfáltico del tercer riego.

En el proceso de trabajo las carpetas por el sistema de riegos, la aplicación del material pétreo deberá hacerse inmediatamente después de aplicado el material asfáltico. Entre la terminación de la capa correspondiente al material pétreo y el siguiente riego de material asfáltico deberá transcurrir un lapso que, en general, no será menor de cuatro días.

Inmediatamente después de tendido el material pétreo, para -

tener una mejor distribución del mismo, se le pasará una rastra ligera con cepillos de fibra ó de raíz, dejando así la superficie exenta de ondulaciones, bordos y depresiones.

Los materiales pétreos, tendidos y rastreados se plancharán inmediatamente con rodillo liso ligero, únicamente para acomodar las partículas del material, teniendo especial cuidado en el planchado de los materiales pétreos 3, para no fracturar las partículas del material pétreo por exceso de planchado.

Los materiales pétreos 3, acomodados con rodillo liso, se plancharán inmediatamente con compactador de llantas neumáticas, pasando una rastra con cepillos de fibra ó de raíz las veces que se considere necesario, para mantener uniformemente distribuido el material y evitar que se formen bordos y ondulaciones. Los compactadores de llantas neumáticas deberán tener un peso máximo de cuatro mil quinientos (4,500) kilogramos y se pasarán alternativamente con la rastra el número de veces que sea necesario para asegurar que el máximo del material pétreo se ha adherido al material asfáltico; cuando se abra al tránsito el tramo, se continuará rastreando para evitar que se formen ondulaciones con el material pétreo excedente. Cuando se observe que ya no se adhiere más material pétreo y no antes de tres días, se recolectará todo el sobrante con cepillos de fibra ó raíz.

Todos los planchados, cualquiera que sea el tipo de rodillo ó compactador usado, se harán: en las tangentes, de las orillas de la carpeta hacia el centro; y en las curvas, del lado interior hacia el lado exterior.

Durante la construcción de estas carpetas no deberá permitirse el tránsito de vehículos sobre ellas. Asimismo, esta suspensión deberá continuar por un período no menor de veinticuatro horas, después del tendido y planchado del material 3.

Las cantidades de cemento asfáltico y materiales pétreos -- en lts/m² para estas carpetas se ven en la siguiente tabla:

Tabla en la hoja siguiente:

Materiales.	Tipo de Carpeta		
	Tres riegos	Dos riegos	Un riego
Cemento asfáltico Material pétreo 1	0.6 - 1.1 20 - 25		
Cemento asfáltico Material pétreo 2	1.0 - 1.4 8 - 12	0.6 - 1.1 8 - 12	
Cemento asfáltico Material pétreo 3-A			0.7 - 1.0 8 - 10
Cemento asfáltico Material pétreo 3-B	0.7 - 1.0 6 - 8	0.8 - 1.1 6 - 8	
Cemento asfáltico Material pétreo 3-E			0.8 - 1.0 9 - 11

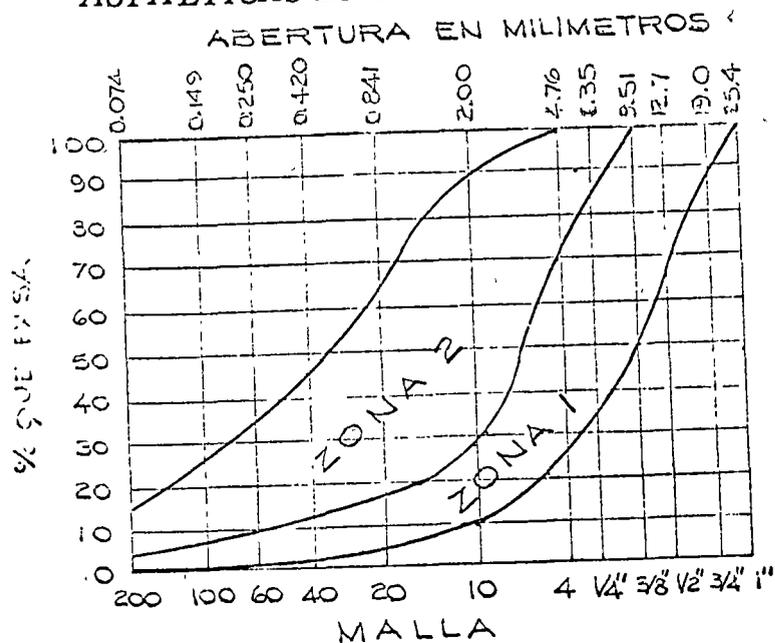
1) El cemento asfáltico considerado en esta tabla se refiere al que existe en los materiales asfálticos que se empleen.

3. - CARPETAS DE MEZCLA EN FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA Y CARPETAS DE MEZCLA EN EL LUGAR.

3.1) MATERIALES PETREOS. (se han tomado especificaciones S.O.P.).

La curva granulométrica del material pétreo para mezclas en el lugar, deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el límite superior de la zona 2, de la Figura. La zona 1, corresponde a materiales pétreos de granulometría gruesa y la zona 2, a los materiales pétreos de granulometría fina. La curva granulométrica del material pétreo deberá afectar una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, por lo menos en las dos terceras (2/3) partes de su longitud, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEEN EN MEZCLAS
ASFALTICAS EN EL LUGAR



y además deberán cumplir los siguientes requisitos:

a) De contracción lineal.

a.1) Cuando la curva granulométrica del material pétreo quede ubicada en la zona 1, de la Figura 110. ...
..... 3% máximo.

a.2) Cuando la curva granulométrica del material pétreo quede ubicada en la zona 2, de la Figura 110. ...
..... 2% máximo.

b) De desgaste Los Angeles, para cualquier tipo de material pétreo..... 40% máximo.

c) De forma de las partículas. Partículas alargadas y/o en forma de laja..... 35% máximo.

d) De afinidad con los asfaltos:
Debe cumplir cuando menos con dos de las siguientes --- pruebas:

d.1) Desprendimiento por fricción:..... 25% máximo.

d.2) Cubrimiento con asfalto:..... 90% mínimo.

d.3) Pérdida de estabilidad por inmersión en agua:..... 25% máximo.

e) Equivalente de arena..... 55% mínimo.

3.2) CONSTRUCCION. - Las mezclas en planta en frío se asemejan en muchos aspectos a las mezclas en planta en caliente, salvo en el empleo de asfaltos rebajados ó de emulsiones asfálticas, y de su mezcla a la temperatura ambiente. Las mezclas de este tipo pueden emplearse inmediatamente ó transportarse y almacenarse para uso futuro. El tipo y grado de material asfáltico más adecuado viene determinado por la granulometría de los áridos y el uso al que se destina la mezcla.

Las mezclas para capas de superficie densas que contienen del 35% al 45% de áridos que pasan por el tamiz núm. 10, obtenidas para su utilización inmediata, pueden fabricarse empleando asfaltos de tipo FR1, FR2 ó FM3, ó emulsiones asfálticas de rompiamiento medio RM-2 solo es necesario el secado de los áridos para mezclas con asfaltos cuando los materiales pétreos están saturados ó tienen alguna humedad superficial. Las mezclas con emulsión asfáltica pueden fabricarse con materiales pétreos húmedos; de hecho, es necesario incluso añadir agua, especialmente cuando el material pétreo contiene alta proporción de material que pasa por la malla No. 10.

Las mezclas fabricadas con asfaltos rebajados deben ventilarse perfectamente antes de la compactación, debido al contenido de productos volátiles. La ventilación de la mezcla se suele realizar removiéndola con motoconformadoras sobre el camino hasta que se ha evaporado una gran proporción de los disolventes. La evaporación de los disolventes se observa por la disminución de la docilidad de la mezcla durante su manipulación. Cuando se han ventilado suficientemente, estas mezclas parecen ser muy difíciles de manejar, pero aún conservan la necesaria docilidad para ser extendidas fácilmente con motoniveladora.

Las mezclas en planta en frío fabricadas con emulsión asfáltica de rotura media (RM-2) se ponen en obra y se compactan sin necesidad de ventilación. Las temperaturas atmosféricas elevadas y el ambiente seco hacen que las mezclas en frío con emulsión asfáltica curen rápidamente; las condiciones atmosféricas opuestas retardan el tiempo de curado.

La cantidad de material que pasa por el tamiz No. 10 en un material de pavimentación mezclado en frío, tiene considerable influencia sobre la docilidad de la mezcla.

El concreto asfáltico mezclado en caliente y colocado en frío es un tipo intermedio entre el concreto asfáltico mezclado y colocado en caliente y los que acabamos de describir.

Las mezclas de este tipo pueden ser transportadas y colocadas inmediatamente después del mezclado ó bien almacenarse para uso futuro durante un período de seis a ocho meses. Resultan muy adecuadas para obras de pequeño volumen, cuando no es posible instalar una planta de mezcla en caliente ó donde no está justificado económicamente el transporte de ésta instalación. Además, las mezclas en caliente colocadas en frío proporcionan un tipo excelente de material para bacheos.

La granulometría de los áridos y el proyecto de la mezcla son esencialmente los mismos que para las mezclas fabricadas y tendidos en caliente.

Las capas superficiales de asfalto y áridos mezcladas sobre el camino se construyen haciendo pasar los materiales por una planta mezcladora móvil ó empleando motoconformadoras. Las mezclas para capas de superficie fabricadas de este modo resultan más económicas y de peor calidad que las obtenidas en planta, porque no hay un control seguro de la granulometría.

Para mezclar los materiales pétreos y el material asfáltico se suelen emplear plantas móviles de diversos tipos. El más común es la mezcladora mecánica, que recoge los áridos de un camellón y los hace pasar a través de un mezclador de tipo continuo. El material asfáltico se pulveriza sobre los áridos en proporciones determinadas cuando estos entran en la cámara de mezcla.

Para obtener un control adecuado de la cantidad necesaria de material asfáltico es necesario que los áridos estén tendidos en un camellón de tamaño uniforme, de forma que pueda relacionarse la velocidad de la bomba de asfalto con la velocidad de la planta y el tamaño del camellón.

El mezclado con motoconformadoras constituye uno de los métodos más antiguos de construcción de capas asfálticas superficiales. Las técnicas constructivas son muy sencillas y solo emplean los elementos más comunes de maquinaria de construcción de carreteras y alguna maquinaria agrícola.

Los áridos se colocan sobre el camino en un camellón aplanado, de espesor y anchura uniformes, y se riegan abundantemente con material asfáltico. Para la aplicación de asfalto se emplean petrolizadoras. La cantidad necesaria de asfalto se reparte en varias aplicaciones iguales; después de cada aplicación de asfalto, los materiales pétreos y este se mez-

clan, removiendo los materiales con la motoconformadora sobre el camino ó sobre la zona de mezclado, hasta que el asfalto se ha dispersado uniformemente. Se continúa aplicando asfalto y removiendo la mezcla hasta conseguir el contenido total de asfalto necesario en buen estado de dispersión.

El mezclado con motoniveladora y rastras de discos no produce la misma acción de masado que los mezcladores de paletas, por lo que se precisa un período de tiempo más largo para obtener una mezcla equivalente.

Los materiales asfálticos más adecuados para el mezclado con motoconformadora son los de los tipos FR-2 y FR-3, y la emulsión asfáltica de tipo RM-2. Cuando se emplea emulsión asfáltica suele ser necesario añadir agua a la mezcla para obtener la dispersión y envoltura adecuadas.

Es esencial la ventilación apropiada antes de la compactación de las mezclas en planta móvil y con motoconformadora. Un contenido insignificante de humedad de la mayor parte de los áridos constituye una ayuda para la mezcla, aunque a veces resulta perjudicial si esta se compacta con más del 2% de humedad. Por ello es necesario que se remuevan lo suficiente estas mezclas después de efectuadas, con el fin de eliminar por evaporación la mayor parte del contenido de disolvente y de humedad. La extensión y compactación de la mezcla no debe realizarse hasta que el contenido de volátiles se haya reducido a menos del 25% de la cifra original; el contenido de humedad no debe exceder del 2%.

El tendido de la mezcla en el lugar generalmente se realiza con la misma motoconformadora, como este tendido es muy preciso la máquina debe estar en muy buenas condiciones y el operador debe ser altamente calificado (operador de mezcla negra).

El tendido de las mezclas en planta se realiza generalmente con una extendedora igual a las que tienden la carpeta de mezcla en caliente, y el procedimiento es el mismo.

La compactación de estas mezclas se realiza inmediatamente después del tendido y se pueden usar planchas tandem de 2 ruedas ó rodillos vibratorios auto-propulsados vibrando a alta frecuencia y baja amplitud. Posteriormente se dan unas pasadas con rodillo neumático con objeto de "cerrar" la carpeta, es decir: darle una textura fina y disminuir la permeabilidad de la carpeta.

2. FACTORES DE DISEÑO

ING. ENRIQUE PADILLA CORONA

FACTORES DE DISEÑO. -

Como se vio anteriormente, para el diseño de un pavimento debe tomarse en cuenta las variables estructurales, de carga, de clima, de construcción y de conservación.

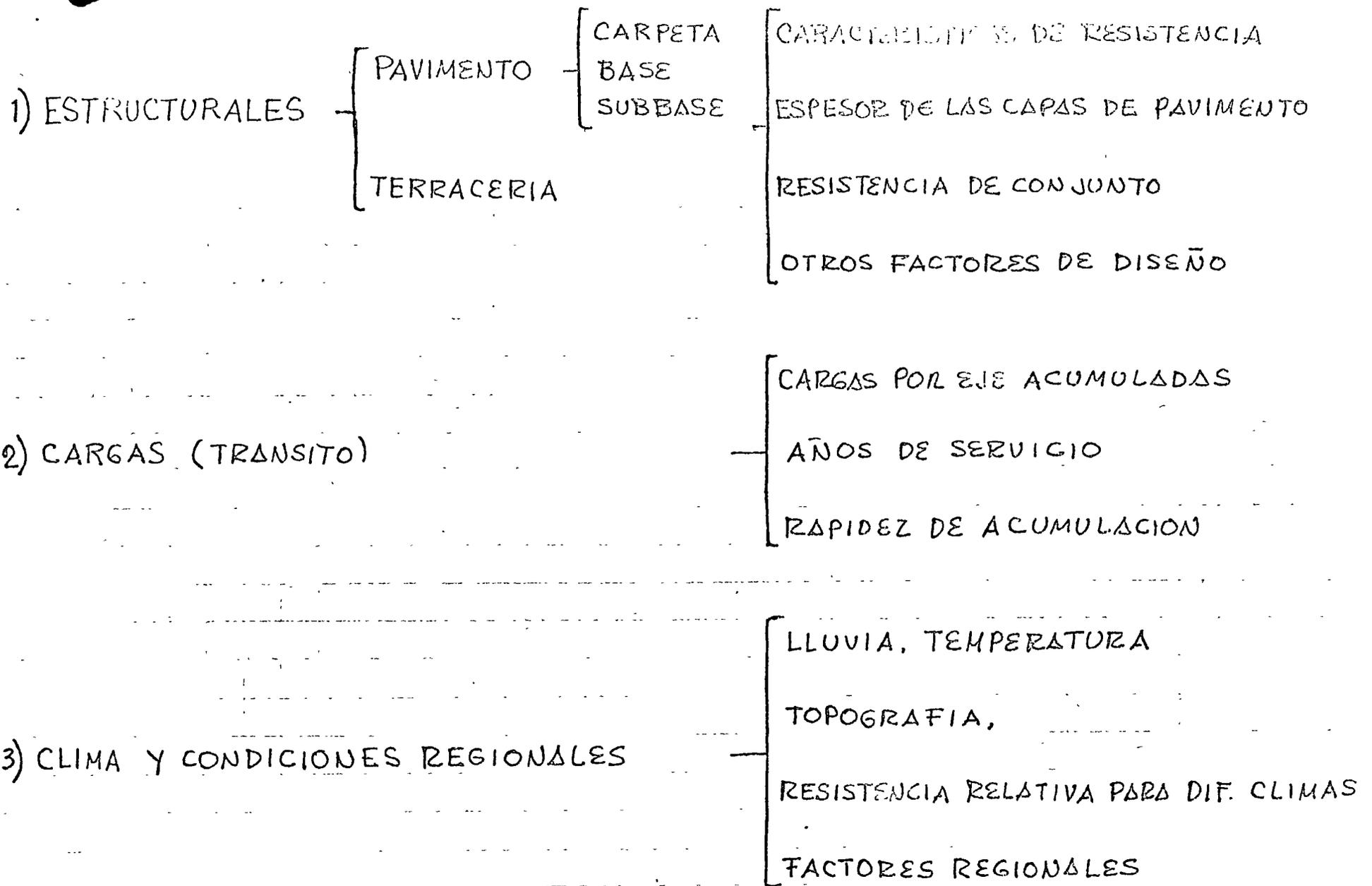
En estas notas, describiremos brevemente las variables estructurales, de cargas y de clima, con el objeto de analizar los factores que influyen en el diseño de pavimentos:

A) Variables estructurales

Partiendo del hecho que una carretera puede considerarse, como un sistema de capas múltiples, el pavimento se define como el conjunto de carpeta, base y subbase, la cual se apoya en la parte superior de las terracerías (subrasante).

Entre las variables estructurales pueden mencionarse las siguientes (ver tabla siguiente):

1. Espesores de las diferentes capas.
2. Características de resistencia de cada capa. El concepto resistencia se emplea en término genérico para indicar diferentes propiedades de los materiales. En la actualidad existen numerosos métodos de prueba que definen de una manera, mas o menos arbitraria las características estructurales de las diferentes capas y tratan de idealizar la resistencia individual en función de módulos elásticos, módulos de deformación o resistencia última de las capas. En otros temas, mas adelante se tratará mas a fondo este tema.
3. La resistencia de conjunto del sistema pavimento-terraceria, es una medida de la respuesta del sistema múltiple de capas, a la acción de una carga sencilla; generalmente se refiere a deflexiones, deformaciones unitarias o presiones. Este sistema; también se emplea para definir condiciones regionales de adversidad, comparando pavimentos semejantes



VARIABLES DE DISEÑO.

en zonas distintas. Entre los métodos de prueba que se usan en la actualidad para medir la resistencia de conjunto, se cuentan las pruebas de placa, la viga Bentselman y el equipo Dynaflex que se describirán mas adelante.

- 4) Otros factores de diseño, que modifican las características del pavimento o terraplén tales como: geometría del camino, localización en corte o terraplén, etc.

BIBLIOGRAFIA.

1. S. Cono Caballero "Diseño de Pavimentos flexibles para Cameteras"
 Ingeniería, Vol. 35, No 2, p 172 a 178. (1965)

B) Variables de Trabajo (Cargas)

Para describir los efectos de las cargas, es conveniente proporcionar el término adecuado a través de un índice equivalente en función de un eje, variable, que produce el mismo efecto, en cuanto a daños estructural.

El desarrollo del concepto de eje equivalente, se desarrolló en la prueba de cameteros AASHO, en la cual, por medio de un procedimiento muy elaborado, basados en evaluaciones por muestra simple, de muchos pavimentos con diferentes grados de desgaste, los ingenieros encargados de la prueba, definieron la falla funcional del pavimento en función de un número, que reflejara la calidad de pavimento. Este número, es el llamado índice de servicios actual SAI o SAI_{actual} , y para de 0 a 5. Una comparación con un SAI de 5, estaría en excelentes condiciones, mientras que si tiene un SAI de 0, es intratable. Se encontró que un SAI de 2.5, significa una necesidad de reconstrucción, cuando tiene un SAI de 2.5, por lo que en la mayoría de los métodos de diseño de pavimentos, derivados de la prueba AASHO, calculan la cantidad de materiales que necesitará la calidad de pavimento del pavimento para ese índice de servicio (2.5). Una experiencia se hace en el caso de cameteros equivalentes muy bajos en los que se diga un SAI de 2.0, como valores de diseño. Se habla de comportamiento anormal y el concepto de índice de servicios actual.

Mediante el uso de la información de las pruebas y cameteros como carga de referencia, el eje variable de 18000 lb (8.2 ton), los ingenieros se habilitaron para estimar con exactitud los efectos del eje mencionado se redujera el SAI de un pavimento de 2.5, o en forma similar, cuando se aplican de estructura de pavimento, expresados en términos de un cierto tipo de material requerido para resistir un cierto número de repeticiones de un eje variable de 18000 lb (8.2) de peso, antes de ser reducidos a un SAI de 2.5. Esta es la base fundamental para las curvas de diseño.

El uso de repeticiones de un eje sencillo de 18 000 lb de peso, es arbitrario
convuelto en el principio de cargas por eje equivalentes. De los datos
de la prueba AASHO, se establecieron relaciones en donde cual
quier eje cargado puede ser expresado en términos del eje de
18.000 lb (8.2 ton), de acuerdo a su efecto destructivo. Por ejemplo
para un índice de espesor (medida del espesor de la estructura
del pavimento) de 2, y un p de 2.5, de acuerdo a la gráfica
que se muestra, se observa que cada vez que pasa un eje
sencillo de 6000 lb, equivale a 0.0165 de un eje de 18000 lb,
en su efecto destructivo. Este coeficiente de daño se calcula
de acuerdo a la gráfica mencionada y de la manera siguiente:

se ocupan 1'000.000 repeticiones de ejes de 6000 lb.
" " 16 500 " " " de 18000 lb.
entonces K, para el eje de 6000 lb. :

$$K = \frac{16\,500}{1\,000.000} = 0.0165$$

Así, en un caso cualquiera, por ejemplo, si en un análisis de
tránsito se observa que pasaron un millón de ejes sencillos de
6000 lb, en un día en una carretera, esas pasadas equivalen
a 16.5 pasadas de un eje de 18000 lb. (8.2 ton), de la misma
forma se calcularán los coeficientes para otras cargas. Por lo tanto,
de los datos que revelan el tránsito promedio diario y la distri-
bución de ejes pesados, el número total de pasadas de cada eje
pesado, podrá convertirse a un número equivalente de pasadas
de ejes de 18000 lb. Por consiguiente, cualquier tránsito mezclado
puede convertirse a tránsito equivalente en ejes de 18000 lb (8.2 ton).

El conteo del tránsito, se hace usualmente en el tránsito total
de las dos vías y para todos los carriles combinados. Así en
el caso de una carretera de dos carriles, con el mismo volumen
de tránsito en cada dirección, el tránsito de diseño será la mitad
del tránsito total. Para carreteras de 4 carriles o más, debe
estudiarse la distribución del tránsito en los distintos carriles
y después de analizar esto, el análisis de carga equivalente se
lleva a cabo en el carril ^{en} que pasa el tránsito más pesado.

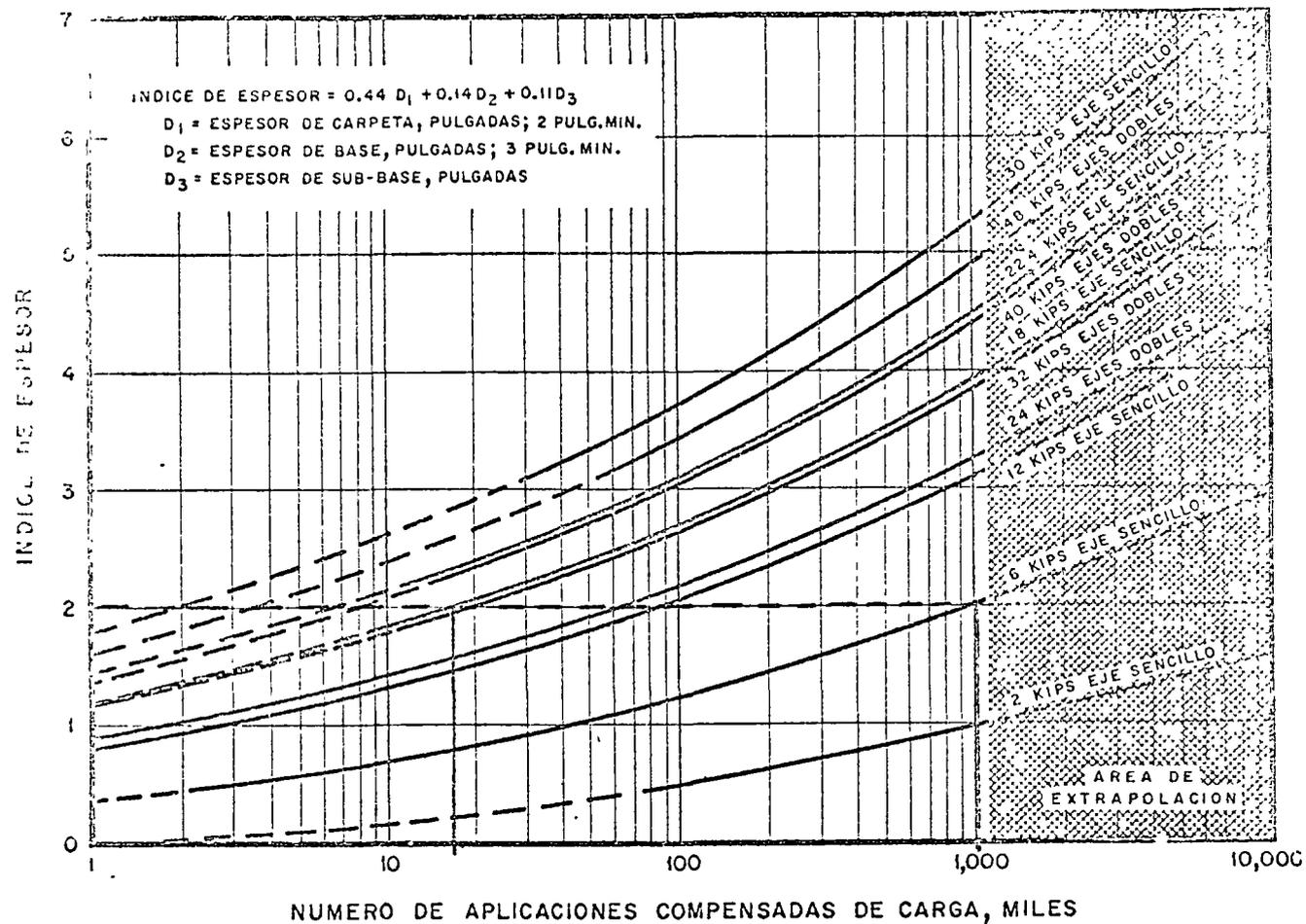


Fig. 1 Relación entre el diseño, representado por el índice de espesor, y el número de aplicaciones compensadas de carga que reducen el índice de servicio actual del pavimento hasta un valor $p_1 = 2.5$. Esta gráfica está limitada a las condiciones de pruebas en Ottawa, Illinois, E.U.A. Para tránsito mezclado, la Tabla 5 permite calcular el tránsito equivalente.

TABLA 5

FACTORES PARA DETERMINAR LA EQUIVALENCIA EN FUNCIÓN DE CARGAS DE 18 000 LIBRAS POR EJE SENCILLO, PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

Adaptación basada en datos de la prueba AASHO

Carga total por eje, en miles de libras	COEFICIENTE	
	Eje sencillo	Eje doble
2	0.0002	—
4	0.0023	—
6	0.0100	—
8	0.033	—
10	0.090	0.01
12	0.19	0.013
14	0.36	0.027
16	0.63	0.050
18 ¹	1.0	0.080
20	1.5 ⁴	0.12
22	2.2 ⁴	0.19
24 ²	3.1 ⁴	0.26
26	4.2 ⁴	0.37
28	5.5 ⁴	0.50
30	7.2 ⁴	0.66

Carga total por eje, en miles de libras	COEFICIENTE	
	Eje sencillo	Eje doble
32 ³	9.2 ⁴	0.86
34	—	1.1
36	—	1.4
38	—	1.7
40	—	2.1
42	—	2.5
44	—	3.0
46	—	3.6
48	—	4.2
50	—	—

¹ Carga máxima legal para eje sencillo.
² Carga tipo H-15 (eje doble).
³ Carga tipo H-20 (eje doble).
⁴ Las cargas correspondientes no se autorizan para eje sencillo.

Entre las observaciones que pueden destacarse, aun cuando sean lógicas, estan las siguientes:

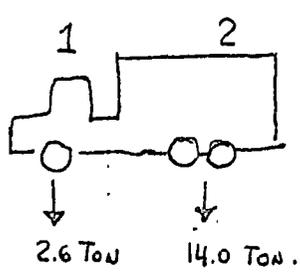
- a) Un cierto eje (grafica 1), digamos de 18000lb., es mas destructivo con ruedas sencillas, que con ruedas dobles
- b) Una misma carga es mas destructiva cuando es soportada por un eje sencillo, que cuando es cargada en ejes en tandem.

Las cargas por rueda sencilla que eran la base para métodos de diseño antiguos, son raras veces consideradas en los métodos modernos, cuya base es tomar una carga soportada por un eje sencillo con ruedas dobles, como carga de referencia.

Entre los métodos modernos que usan el criterio de tránsito equivalente en ejes de 18000lb (8.2ton), se encuentran el del Instituto del Asfalto, el del Cuerpo de Ingenieros y el que propone el Instituto de Ingeniería de la UNAM a la Secretaría de Obras Públicas, mediante estos procedimientos similares, cuyo principio básico es el mismo, y para ilustrarlos se resolverá un problema de acuerdo a los tres procedimientos mencionados.

En México, se han utilizado los coeficientes ^{de daño} de la prueba AASHO, los cuales se calculan por medio de la fig 2, o usando las formulas que aparecen al pie de dichas figuras. Para explicar como se utilizan estos coeficientes se hará el siguiente ejemplo.

Teniendo el vehículo:



El vehículo tiene un eje sencillo y un eje en tandem, las flechas indican el peso de cada eje.

Se quiere saber a cuantos ejes equivalentes de 8.2 Ton (18000lb) equivale cada vez que pasa este vehículo.

Utilizando la fig. 2, ya sea la gráfica correspondiente o aplicando la fórmula, se tiene:

$$\text{efecto del eje 1. } K = \left(\frac{L_s}{8.2}\right)^4 = \left(\frac{2.6}{8.2}\right)^4 = 0.0100$$

$$\text{efecto del eje 2 } K = \left(\frac{L_s}{15}\right)^4 = \left(\frac{14.0}{15.0}\right)^4 = 0.7600$$

$$\text{efecto total del vehículo} = \underline{0.77}$$

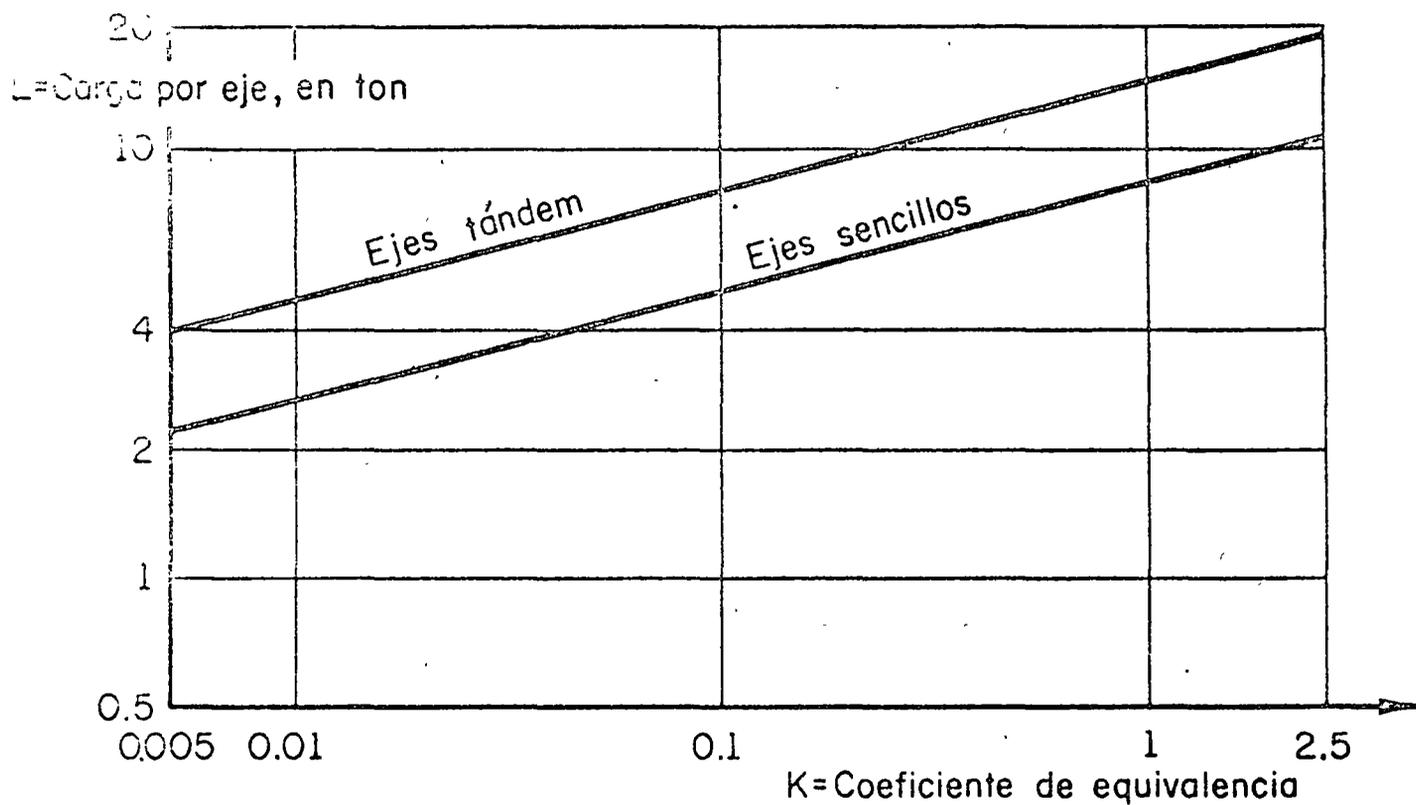
O sea que cada pasada de este vehículo en esos pesos en cada eje, equivale a 0.77 ejes equivalentes de 8.2 ton.

Es conveniente aclarar que estos coeficientes de equivalencia varían en el espesor del pavimento (ver fig 1), sin embargo para motivos prácticos se consideran constantes para cualquier espesor, aunque en pavimentos muy gruesos, la diferencia es significativa.

En la figura 3, se presentan los vehículos típicos que transitan en México, calculados en el Instituto de Ingeniería y aprovechando información de la SOP. Para cada vehículo, aparecen sus pesos tanto vacíos, como cargados así como sus respectivos coeficientes de equivalencia de daño, calculados en forma similar al ejemplo anterior.

En la fig. 4, se presentan los vehículos típicos, con sus respectivos coeficientes de daño por vehículo, así como una gráfica que nos sirve para calcular el tránsito total acumulado, a lo largo de la vida de proyecto y de acuerdo a la tasa de crecimiento anual, esta gráfica se explicará en un ejemplo:

Teniendo ^{un camino} el tránsito mezclado ^{inicial} que se presenta a continuación, se quiere saber, previendo un crecimiento de 15% anual y una vida de proyecto de 10 años, ¿cuál será el tránsito acumulado en ejes equivalentes de 8.2 ton. (18,000 lb), al final de la vida de proyecto.



$$K \text{ tándem} = \left(\frac{L_T}{15}\right)^4$$

$$K \text{ sencillo} = \left(\frac{L_S}{8.2}\right)^4$$

L_S Carga por eje sencillo, en ton

L_T Carga por eje tándem, en ton

Para igualdad de daño $L_T = 1.8 L_S$

Fig 2 Coeficientes de equivalencia de carga

NOTA

K_v = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío.
 K_c = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado.

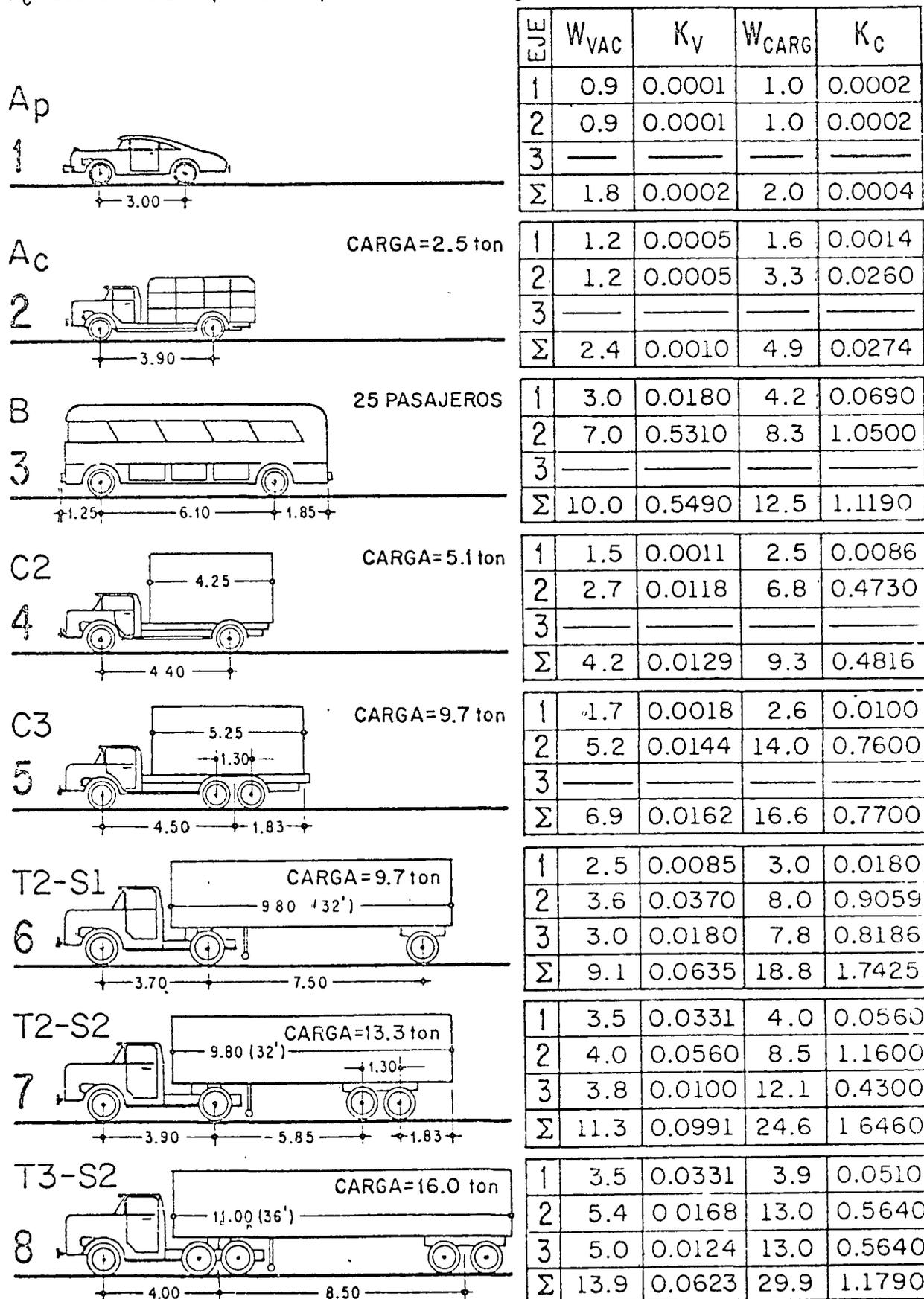
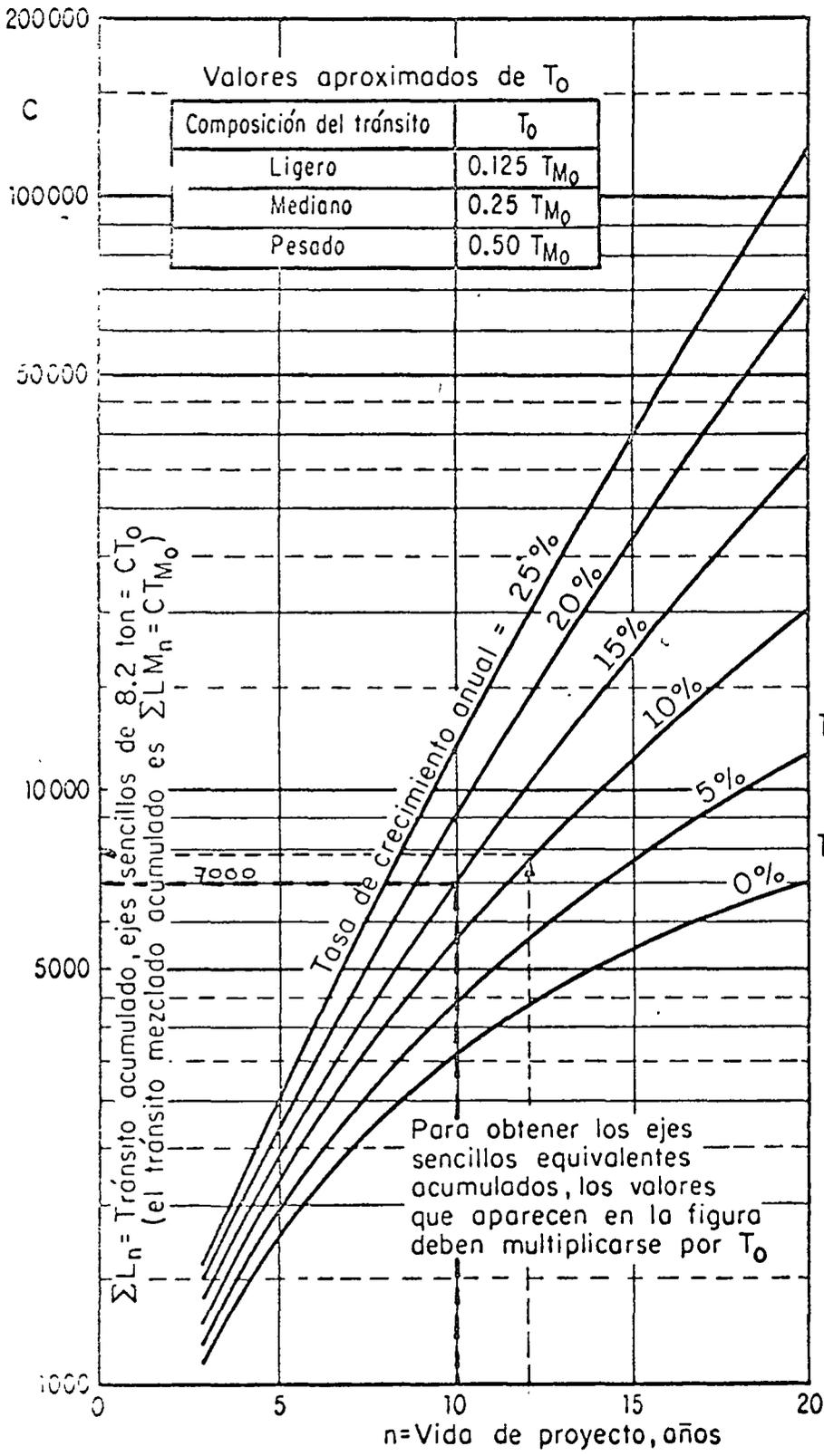


FIG 3. CONVERSION DE VEHICULOS A EJES EQUIVALENTES

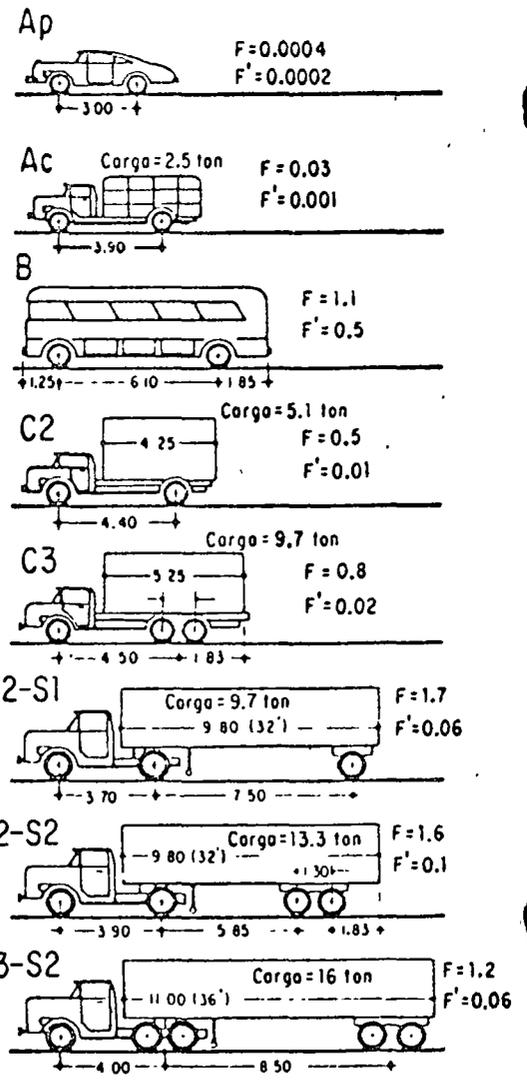


$\Sigma L_n =$ Tránsito acumulado, ejes sencillos de 8.2 ton = $C T_0$
 (el tránsito mezclado acumulado es $\Sigma L_{Mn} = C T_{M0}$)

Para obtener los ejes sencillos equivalentes acumulados, los valores que aparecen en la figura deben multiplicarse por T_0

$$T_0 = \sum N_i F_i + \sum N'_i F'_i$$

$$\Sigma L_n = 365 T_0 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1}$$



- T_0 = Tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton
- T_{M0} = Tránsito mezclado medio diario por carril en el primer año de servicio, vehículos
- ΣL_n = Tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton por carril
- N_i, N'_i = Promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados, respectivamente) durante el primer año de servicio
- F_i, F'_i = Coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o vacío, respectivamente) ejes equivalentes de 8.2 ton
- n = Vida de proyecto, años
- r = Tasa de crecimiento anual del tránsito mezclado

Fig. 4. Gráfica para estimar el tránsito equivalente, en función del tránsito mezclado inicial (Refs 1,28), fig 3

TIPO DE VEHICULO		DISTRIB. TRANSITO	
Ap		VACIOS	-
		CARGADOS	275
Ac		VACIOS	88
		CARGADOS	38
B		VACIOS	-
		CARGADOS	105
C2		VACIOS	82
		CARGADOS	140
C3		VACIOS	22
		CARGADOS	85
T2S1		VACIOS	5
		CARGADOS	20
T2S2		VACIOS	15
		CARGADOS	55
T3S2		VACIOS	15
		CARGADOS	55

Total = 1000

Procedimiento Instituto de Ingeniería.

El análisis se puede hacer en dos formas, la primera y por motivos prácticos la más recomendable por ser más rápida, es utilizar la fig 4, y tomar los coeficientes de daño por vehículo en forma directa, sin analizar eje por eje. Entonces, de acuerdo a lo anterior, y utilizando los factores de la fig 4, ~~de~~ en la tabla siguiente se presenta el análisis y se ve que los 1000 vehículos del tránsito mezclado equivalen a 447 ejes equivalentes de 8.2 tm (18000 lb).

TIPO DE VEHICULO		DISTRIB. TRANSITO		COEFICIENTE DE DAÑO	EJES DE 8.2 TON.
Ap		VACIOS	-	-	-
		CARGADOS	275	0.0004	0.110
Ac		VACIOS	88	0.001	0.088
		CARGADOS	38	0.03	1.140
B		VACIOS	-	-	-
		CARGADOS	105	1.1	115.50
C2		VACIOS	82	0.01	0.82
		CARGADOS	140	0.5	70.00
C3		VACIOS	22	0.02	0.44
		CARGADOS	85	0.8	68.0
T2S1		VACIOS	5	0.06	0.30
		CARGADOS	20	1.7	34.00
T2S2		VACIOS	15	0.1	1.50
		CARGADOS	55	1.6	88.00
T3S2		VACIOS	15	0.06	0.90
		CARGADOS	55	1.2	66.00

Total = 446.8

Para calcular el tránsito acumulado en la vida de proyecto, se usa la siguiente fórmula:

$$\sum L_n = 365 T_0 \cdot \sum_{j=1}^m (1+r)^{j-1}$$

siendo:

m : vida de proyecto en años

r : tasa de crecimiento anual del tránsito.

T_0 : tránsito inicial en ejes equivalentes de 8.2 ton. (en nuestro caso es 447).

La gráfica de la izquierda nos resuelve la parte de la fórmula: $C = \frac{365}{r} \sum_{j=1}^m (1+r)^{j-1}$, o sea que entrando a la gráfica con $m=10$ y $r=15\%$, encontramos que $C = 7000$ o sea que el tránsito acumulado en los 10 años de vida del camión es:

$$\sum L_m = C \cdot T_0 = 7000 \times 447 = 3'129.000$$

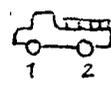
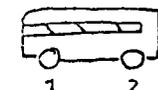
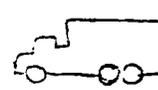
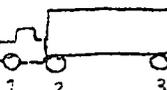
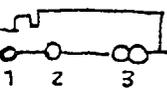
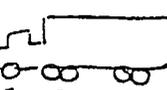
El tránsito total acumulado = 3'129.000 ejes de 8.2 ton.

El otro procedimiento consiste, en, usando la fig 2, ir calculando eje por eje su equivalencia, tal como se muestra en la siguiente tabla; este procedimiento es más laborioso y más tardado; sin embargo es el más indicado cuando se contabilizan vehículos que no entran dentro de los tipos presentados en la fig 3, como es el caso de los nuevos autobuses de pasajeros que vienen equipados con ejes en tandem en lugar de ejes sencillos.

En el caso de este ejemplo, al resolverlo por este procedimiento el resultado fue de 446 ejes en lugar de 447, que es prácticamente lo mismo. Para calcular el tránsito acumulado se sigue la misma secuencia del anterior, siendo en este caso:

$$\sum L_m = 7000 \times 446 = 3'122.000$$

Por razones prácticas 3'122.000 = 3'129.000

	TIPO DE VEHICULO	DISTRIBUCION II DEL TRANSITO		PESO POR EJE			COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA	NUMERO DE EJES	EJES EQUIV. DE 8.2 TON	COEF. DE EQUIV./VEH.
		VACIOS	CARGADOS	NO	TIPO	TON.				
Ap		VACIOS	-	1	SENC.	-	-	-	-	-
				2	SENC.	-	-	-	-	
		CARGADOS	275	1	SENC.	1.0	0.0002	275	0.0550	0.0004
				2	SENC.	1.0	0.0002	275	0.0550	
Ac		VACIOS	88	1	SENC.	1.2	0.0005	88	0.0440	0.0010
				2	SENC.	1.2	0.0005	88	0.0440	
		CARGADOS	38	1	SENC.	1.6	0.0014	38	0.0532	0.0274
				2	SENC.	3.3	0.0260	38	0.9880	
B		VACIOS	-	1	SENC.	-	-	-	-	-
				2	SENC.	-	-	-	-	
		CARGADOS	105	1	SENC.	4.2	0.0690	105	7.2450	1.1190
				2	SENC.	8.3	1.0500	105	110.2500	
C2		VACIOS	82	1	SENC.	1.5	0.0011	82	0.0902	0.0129
				2	SENC.	2.7	0.0118	82	0.9676	
		CARGADOS	140	1	SENC.	2.5	0.0086	140	1.2040	0.4816
				2	SENC.	6.8	0.4730	140	66.2200	
C3		VACIOS	22	1	SENC.	1.7	0.0018	22	0.0396	0.0162
				2	TANDEM	5.2	0.0144	22	0.3168	
		CARGADOS	85	1	SENC.	2.6	0.0100	85	0.8500	0.7700
				2	TANDEM	14.0	0.7600	85	64.6000	
T2-S1		VACIOS	5	1	SENC.	2.5	0.0085	5	0.0425	0.0635
				2	SENC.	3.6	0.0370	5	0.1850	
				3	SENC.	3.0	0.0180	5	0.0900	
		CARGADOS	20	1	SENC.	3.0	0.0180	20	0.3600	1.7425
				2	SENC.	8.0	0.9059	20	18.1180	
				3	SENC.	7.8	0.8186	20	16.3720	
T2-S2		VACIOS	15	1	SENC.	3.5	0.0331	15	0.4965	0.0991
				2	SENC.	4.0	0.0560	15	0.8400	
				3	TANDEM	3.8	0.0100	15	0.1500	
		CARGADOS	55	1	SENC.	4.0	0.0560	55	3.0800	1.6460
				2	SENC.	8.5	1.1600	55	63.8000	
				3	TANDEM	12.1	0.4300	55	23.6500	
T3-S2		VACIOS	15	1	SENC.	3.5	0.0331	15	0.4965	0.0623
				2	TANDEM	5.4	0.0168	15	0.2520	
				3	TANDEM	5.0	0.0124	15	0.1860	
		CARGADOS	55	1	SENC.	3.9	0.0510	55	2.8050	1.1790
				2	TANDEM	13.0	0.5640	55	31.0200	
				3	TANDEM	13.0	0.5640	55	31.0200	

Σ = 1000

ΣL = 445.985

Investigaciones realizadas por el Instituto de Ingeniería, con respecto a los coeficientes de daño en relación con el espesor del pavimento han dado como resultado encontrar que hay ciertos espesores para los cuales estos coeficientes tienen una variación notable. Estas tablas y gráficas se incluyeron dentro del método de diseño de pavimentos que el Instituto propone a la Secretaría de Obras Públicas.

Procedimiento del Cuerpo de Ingenieros (USA).
 El procedimiento que utiliza el Cuerpo de Ingenieros, emplea para calcular los coeficientes de daño, las graficas mostradas en la figura 5, que son similares a las de la fig. 2.

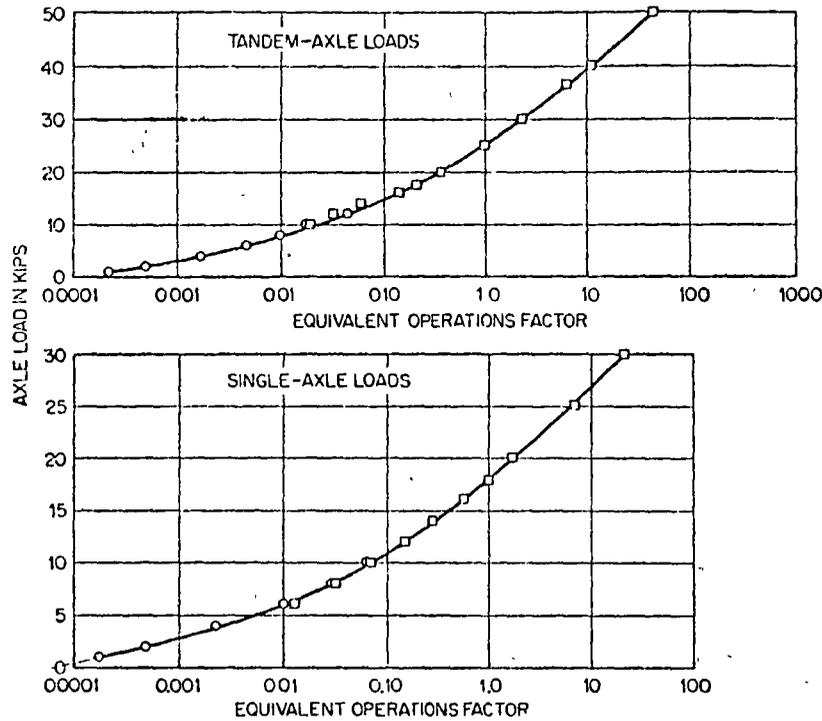


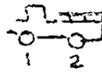
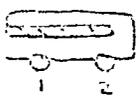
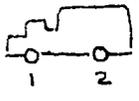
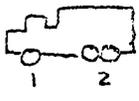
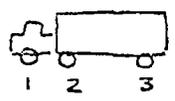
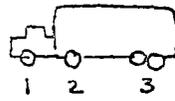
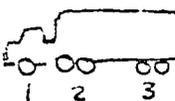
FIG. 5 COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DE CARGA
 (CUERPO DE INGENIEROS)

El análisis del tránsito, eje por eje, se muestra en la tabla siguiente, y se observa que los 1000 vehículos de tránsito mezclados equivalen a 691 ejes equivalentes de 8.2 ton (18000).

Para calcular el tránsito acumulado se sigue el mismo procedimiento de los dos anteriores, siendo en este caso:

$$\sum L_m = C \cdot T_0 = 7000 \cdot 691 = 4837.000$$

O sea, tránsito equivalente acumulado, siguiendo el procedimiento del Cuerpo de Ingenieros = 4'837.000 ejes.

	TIPO DE VEHICULO	DISTRIBUCION DEL TRANSITO		PESO POR EJE			Cda I LBS	COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA	NUMERO DE EJES	EJES EQUIV. DE 8.2 TON	COEF DE EQUIV. POR VEHICULO
				NO	TIPO	TON					
Ap		VACIOS	-	1	SENC.	-	-	-	-	-	-
				2	SENC.	-	-	-	-		
		CARGADOS	275	1	SENC.	1.0	2200	0.0005	275	0.1375	0.0010
				2	SENC.	1.0	2200	0.0005	275	0.1375	
Ac		VACIOS	88	1	SENC.	1.2	2640	0.0008	88	0.0704	0.0016
				2	SENC.	1.2	2640	0.0008	88	0.0704	
		CARGADOS	38	1	SENC.	1.6	3520	0.0015	38	0.0570	0.0175
				2	SENC.	3.3	7270	0.0160	38	0.6080	
B		VACIOS	-	1	SENC.	-	-	-	-	-	-
				2	SENC.	-	-	-	-	-	
		CARGADOS	105	1	SENC.	4.2	9250	0.0400	105	4.2000	1.1400
				2	SENC.	8.3	18280	1.1000	105	115.5000	
C2		VACIOS	82	1	SENC.	1.5	3300	0.0014	82	0.1148	0.0094
				2	SENC.	2.7	5950	0.0080	82	0.6560	
		CARGADOS	140	1	SENC.	2.5	5500	0.0070	140	0.9800	0.4070
				2	SENC.	6.8	14980	0.4000	140	56.0000	
C3		VACIOS	22	1	SENC.	1.7	3740	0.0020	22	0.0440	0.0320
				2	TANDEM	5.2	11450	0.0300	22	0.6600	
		CARGADOS	85	1	SENC.	2.6	5730	0.0100	85	0.8500	1.9100
				2	TANDEM	14.0	30840	1.900	85	161.5000	
T2S1		VACIOS	5	1	SENC.	2.5	5500	0.0070	5	0.0350	0.046
				2	SENC.	3.6	7930	0.0250	5	0.1250	
				3	SENC.	3.0	6610	0.0140	5	0.0700	
		CARGADOS	20	1	SENC.	3.0	6610	0.0140	20	0.2800	1.734
				2	SENC.	8.0	17,620	0.9000	20	18.0000	
				3	SENC.	7.8	17,180	0.8200	20	16.4000	
T2S2		VACIOS	15	1	SENC.	3.5	7710	0.0200	15	0.3000	0.074
				2	SENC.	4.0	8810	0.0400	15	0.6000	
				3	TANDEM	3.8	8370	0.0140	15	0.2100	
		CARGADOS	55	1	SENC.	4.0	8810	0.0400	55	2.2000	2.340
				2	SENC.	8.5	18720	1.3000	55	71.5000	
				3	TANDEM	12.1	26650	1.0000	55	55.0000	
T3S2		VACIOS	15	1	SENC.	3.5	7710	0.0200	15	0.3000	0.090
				2	TANDEM	5.4	11890	0.0400	15	0.6000	
				3	TANDEM	5.0	11,010	0.0320	15	0.4800	
		CARGADOS	55	1	SENC.	3.9	8590	0.0350	55	1.9250	3.3350
				2	TANDEM	13.0	28,630	1.6500	55	90.7500	
				3	TANDEM	13.0	28,630	1.6500	55	90.7500	

Σ=1000

ΣL=691.110

Comparando estos resultados con los anteriores, se observa que en este caso los coeficientes de equivalencia de cargas son mas altos, especialmente en los que se refieren a ejes en tandem, dando como resultado un tránsito equivalente mas del 50% mayor que en el otro caso.

Procedimiento del Instituto del Asfalto

3º procedimiento que utiliza el Instituto del Asfalto, emplea para calcular los coeficientes de daño, las grafica mostrada en la fig. 6. que es similar a la de las fig. 2 y 5.

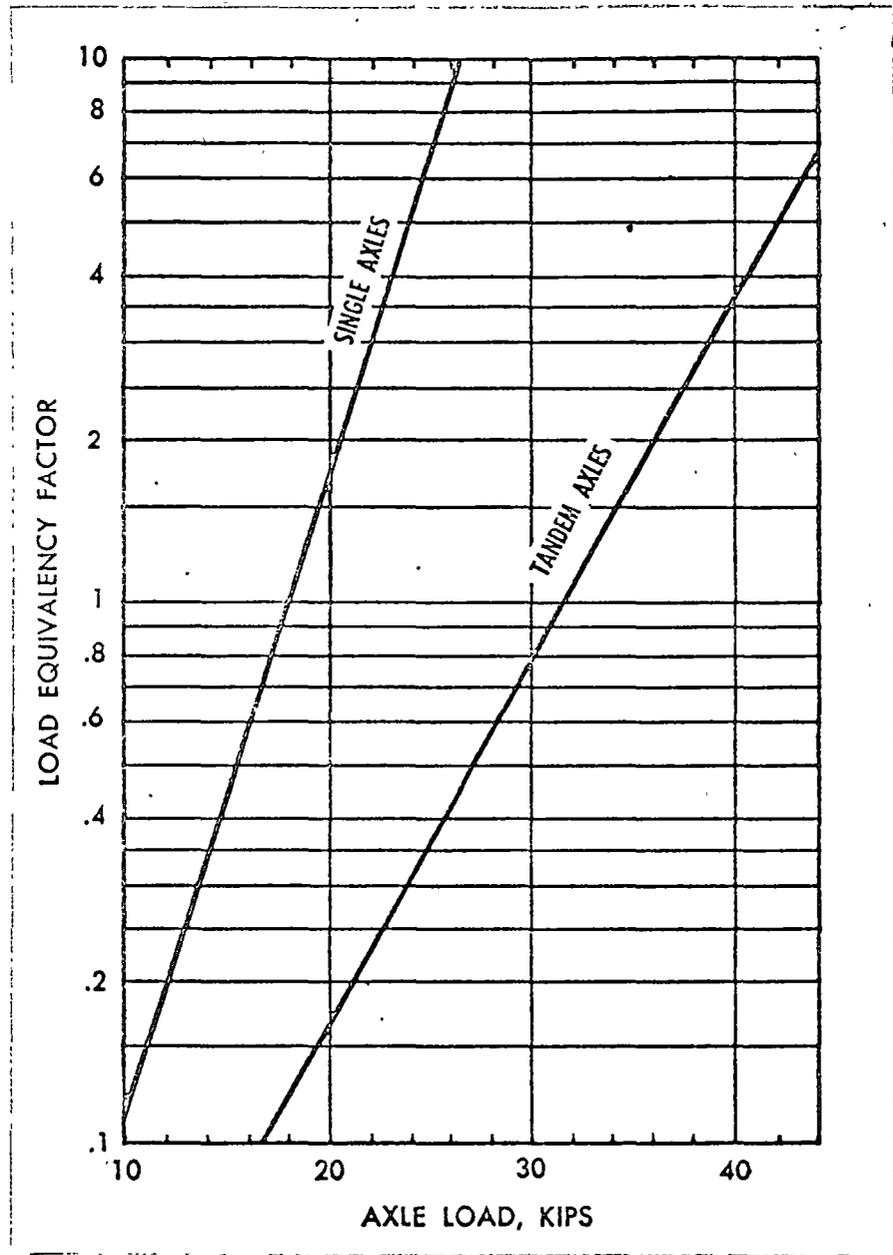
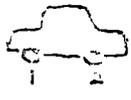
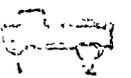
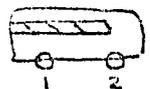
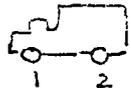
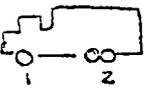
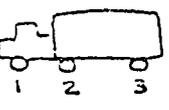
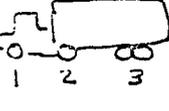


Fig. 6. COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DE CARGA (INSTITUTO DEL ASFALTO).

El analisis del tránsito, eje por eje, se muestra en las tablas siguientes, en las cuales se desechan los ejes sencillos con peso menor de 3 ton. y los tandem menores de 6 ton. El resultado muestra que los 1000 vehiculos de tránsito mezclado producen un efecto de 441 ejes equivalentes de 8.2 ton.

TIPO DE VEHICULO	DISTRIBUCION DEL TRAFICO	DISTRIBUCION DEL TRAFICO	PESO POR EJE		
			No	TIPO	TON
AP 	VACIOS	-	1	SENC.	-
			2	SENC.	-
	CARGADOS	275	1	SENC.	1.0
			2	SENC.	1.0
Ac 	VACIOS	88	1	SENC.	1.2
			2	SENC.	1.2
	CARGADOS	38	1	SENC.	1.6
			2	SENC.	3.3
D 	VACIOS	-	1	SENC.	-
			2	SENC.	-
	CARGADOS	105	1	SENC.	4.2
			2	SENC.	8.3
C2 	VACIOS	82	1	SENC.	1.5
			2	SENC.	2.7
	CARGADOS	140	1	SENC.	2.5
			2	SENC.	6.8
C3 	VACIOS	22	1	SENC.	1.7
			2	TANDEM	5.2
	CARGADOS	85	1	SENC.	2.6
			2	TANDEM	14.0
	VACIOS	5	1	SENC.	2.5
			2	SENC.	3.6
			3	SENC.	3.0
	CARGADOS	20	1	SENC.	3.0
			2	SENC.	8.0
			3	SENC.	7.8
T2S2 	VACIOS	15	1	SENC.	3.5
			2	SENC.	4.0
			3	TANDEM	3.8
	CARGADOS	55	1	SENC.	4.0
			2	SENC.	8.5
			3	TANDEM	12.1
T3S2 	VACIOS	15	1	SENC.	3.5
			2	TANDEM	5.4
			3	TANDEM	5.0
	CARGADOS	55	1	SENC.	3.9
			2	TANDEM	13.0
			3	TANDEM	13.0

$\Sigma = 1000$

GRUPO DE CARGA POR EJE	FACTOR DE EQUIVALENCIA	No de ejes diarios.	EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TON.
EJES SENCILLOS			
3.0-5.5 TON.	0.10	328	32.8
5.5-7.5 "	0.34	140	47.6
7.5-8.5 "	0.80	145	116.0
8.5-9.3 "	1.31	55	72.0
EJES ENTANDEM.			
12.0-13.5 TON	0.57	165	94.0
13.5-14.5	0.92	85	78.2
		TOTAL	440.6

Para calcular el tránsito acumulado se sigue el mismo procedimiento de los dos anteriores, siendo en este caso:

$$\Sigma L_M = C \cdot T_0 = 7000 \cdot 441 = 3087000$$

O sea, el tránsito equivalente acumulado, siguiendo el procedimiento del Instituto del Asfalto es 3.087.000 ejes de 8.2 Ton.

Comparando los resultados de los 3 procedimientos anteriores, se observa que tanto el del Instituto de Ingeniería como el del Instituto del Asfalto dan resultados similares, mientras que el cuerpo de Ingenieros dan resultados mas altos.

Reiterando, que al aplicar estos procedimientos, hay que aceptar de antemano coeficientes deducidos en experimentos anteriores, los cuales están limitados por los parámetros correspondientes a las condiciones de prueba.

Ya hemos mencionado que en el Instituto, se hicieron investigaciones y se han calculado valores para los coeficientes de daños, en función del espesor del pavimento, estos valores van decreciendo con la profundidad y se incluyen en el nuevo método de diseño que se propone a SOP.

Teniendo en cuenta el tránsito mezclado a tránsito equivalente, se observa que dentro de las variables que mas influyen se encuentran:

- 1) Las cargas por eje acumuladas (fundamental para el diseño).
- 2) Los años de servicio.
- 3) La rapidez de acumulación (consecuencia de las otras dos, e importante para el problema de fenómenos de fatiga y otros).

Bibliografía

- H. A. Wallace y J. N. Martin "Asphalt Pavement Engineering" Ed. McGraw Hill Co. pag 182 a 238 (1967).

S. Cono Caballero "Diseño de Pavimentos Flexibles. Comportamiento de los Tramos Experimentales". Informe No 240. UNAM. (1970)

Highway Research Board, Special Report 61E "The ASHO Road Test" Pavement Research (1962)

S. Cono Caballero "Diseño de Pavimentos Flexibles para Carreteras". Ingeniería. Vol 35, No 2, pag 169 a 178 (1965).

The Asphalt Institute "Asphalt Technology and Construction" ES-1
Escribano J. pag. J.5 a J.19 (1971)

CHAPTER SIX

Environmental Effects on Pavement Systems

It is important to recognize that pavement systems are exposed to many environmental factors which could cause the distress and failure of pavements without the application of wheel load. Cracks and disintegrations may be encountered outside the traffic wheel paths of runway and taxiway pavements. A pavement is a dynamic, or changing, system which must survive the never-ceasing natural destructive forces. The general mechanisms by which the environment influences pavement behavior and performance are (1) the effect on engineering properties of component materials, such as physical strength and tractive resistance; (2) the effect on the integrity of materials, such as durability and physicochemical disintegration; and (3) the effect on volumetric change and the resulting internal stress equilibrium in the pavement system.

In classic pavement design, these mechanisms have been closely related to climatic factors, i.e., temperature and moisture, in performance analyses. Many researchers have characterized the moisture and temperature in the pavement system as functions of

space and time. A comprehensive report on this subject has been prepared by M. R. Thompson [5]. In the construction of modern airports, there are several other environmental factors which have caused considerable concern: (1) the volumetric change due to consolidation of subgrade, (2) excessive reduction of tractive resistance at normal landing and takeoff speeds, (3) the stability of surface material in resisting the hot jet exhaust, (4) oil and chemical corrosion on the pavement surface and its environment, and (5) the cleanness of pavement surface and its effect on engine ingestion of aircraft.

In this chapter, we shall review the nature of each environmental factor to assess its effect on the basic equilibrium and stress condition of a pavement system. Finally, we shall introduce practical solutions for airfield pavement construction.

A. Temperature of Pavement System

6.1. FACTORS INFLUENCING TEMPERATURE

Since methods for predicting temperatures in pavement systems are complex, no simple system can be effectively used to describe the nature of temperature. For practical purposes, temperature influencing factors can be divided into extrinsic and intrinsic categories. The extrinsic factors are usually weather conditions, such as air temperature, solar radiation, wind, precipitation, evaporation, and condensation. It is evident that geographical location will have a strong influence on the climate of a region. The intrinsic factors generally refer to the emission of long-wave radiation from the ground and thermal properties, which include the thermal conductivity, heat capacity, and latent heat of fusion of the pavement materials and subgrade. The geological features of a region have a significant effect on the contribution of intrinsic factors. In a dynamic environment the intrinsic factors are relatively constant as compared with the fluctuation of the extrinsic factors. Among all extrinsic factors, the

ambient temperature is the most important factor in the thermal equilibrium of a pavement. Straub, Schenck, and Przybycieu [5] observed the hourly fluctuation of ambient temperature as well as the pavement temperatures at various depths. The results are reproduced in Fig. 6.1a. It can be seen that solar radiation and ambient temperature had a significant effect on the pavement temperature. The peak of pavement temperature lagged at least 1 hr behind the peak of solar radiation. Although the pavement temperature assumed a cyclic fluctuation at various depths, the amplitude of fluctuation decreased with increasing depth below the surface. A typical thermal profile is shown in Fig. 6.1b for the measurements at 4 A.M. and 2 P.M. At 4 A.M., the long-wave radiation from the earth kept the pavement temperature warmer than the night air. At 2 P.M., corresponding to the peak of air temperature, the solar radiation absorbed by the pavement caused the rise of pavement temperature. The rate of heat penetration at various depths resulted in a thermal gradient, as shown in Fig. 6.1b.

As all materials are sensitive to the volumetric change due to thermal fluctuation, the effect of thermal variation will be reflected by the volumetric expansion or shrinkage of the pavement system. If the temperature variation is uniform throughout the entire depth of the pavement and if the bottom of the pavement system is free to move without any restraint, the pavement system experiences a linear movement without its internal equilibrium being affected. In reality, the thermal conductivity and heat capacity of pavement material will affect the rate of heat flow in the pavement and will result in a thermal gradient across the vertical axis of the pavement

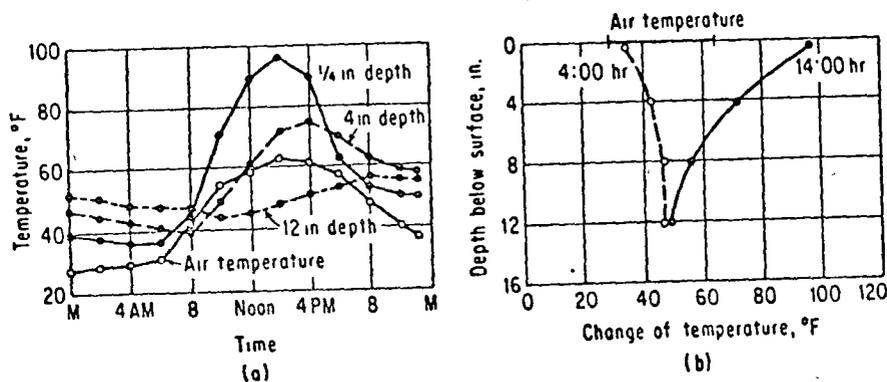


Fig. 6.1 Hourly temperature change in asphalt pavement.

system. The magnitude of thermal expansion is not a constant. The edge of a pavement system tends to bend upward during the cool night and downward when the air temperature is higher than the ground. An internal thermal stress therefore results in the component materials of a pavement. When the bending stress exceeds the strength of material, cracks develop, whether or not the pavement system is subject to wheel load. This explains why some concrete airfield pavements experience fine cracks outside the normal aircraft operational area.

Many researchers have attempted to relate the air temperature to the change of pavement temperature. By using meteorological parameters, they have reviewed the solar radiation, convective heat transfer, and latent heat of fusion. The complexity of the meteorological parameters has resulted in the use of an empirical factor to convert air temperature to pavement temperature. In other words, all researches are still far from scientific analysis. The state of the art is that "the latitudinal extent is the most important cause of temperature variations. Temperature isotherms vary from north to south. However, wind, storms and predominant air mass can skew some of the isotherms at times."

The thermal conductivity of a material is defined by the quantity of heat which flows normally across a surface of unit area per unit time under a unit thermal gradient. For a given amount of heat input across a given area within a given time period, the higher the thermal conductivity of the material, the less the thermal gradient will be. Consequently, a lower temperature stress will be encountered in the material.

The thermal gradient is also affected by the *heat capacity* of the material. This is defined by the amount of thermal energy necessary to cause a unit temperature change in a unit mass of substance. The higher the mass heat capacity is, the less the thermal gradient will be. Table 6.1 shows the thermal properties of some pavement surface materials.

There have been many attempts to relate the intrinsic and extrinsic factors in predicting temperature fluctuation in pavement systems. The complexity of the parameters involved prevents the development of a reliable solution. The advent of the digital computer has created interest in a numerical method for solving transient heat flow in pavement systems. The heat-transfer mode

TABLE 6.1 Thermal Properties of Paving Materials [5]

Surface materials	Solar absorptivity, %	Thermal conductivity, Btu/(hr)(ft ²)(°F)	Heat capacity, Btu/(lb)(°F)
Asphalt concrete	85-90	0.70-1.8	0.20-0.22
Portland-cement concrete	60-70	0.54-2.0	0.20-0.25
Wet sandy surface	80-90	1.0-1.3	0.20-0.25
Dry sandy surface	60-80	0.5-1.0	0.16-0.19
White paint	40	----	----
Water	----	----	1.0

developed by Thompson and Dumpsey utilizes the statistical data of a 30-year climatic record to generate the time-temperature regime in a pavement system. It is apparent that the finite-difference method does offer a meaningful analysis in predicting the regional variation of pavement temperatures if the input parameters and boundary conditions are properly defined.

For practical engineering application, the most reliable information on temperature variation and thermal gradient can be obtained from actual field observations. The reliability of observed data depends on the technique, scope, and time span of the observation. Straub and Schenck observed the hourly fluctuations of pavement temperature during various days of the year. One of the observations is shown in Fig. 6.1a. During the pavement test at Newark Airport, the temperature observation was carried out from August to February, the hottest and the coldest months of the region. Thus, the maximum seasonal variation of pavement temperature was recorded for that year. The results are shown in Fig. 6.2. It should be pointed out that the drift of electric instruments from one season to the next may have had some effect on the reliability of the observed data and that the lack of appropriate recording technique prevented the simultaneous monitoring of the pavement surface and ambient temperature. The original purposes of the temperature observation were:

1. To monitor the daily and seasonal temperature variation to be used in evaluating the change of physical properties of materials as well as the volumetric expansion and shrinkage of the pavement system.
2. To establish the daily and seasonal thermal gradient in order to estimate the internal stress equilibrium of a pavement system at various times of the year

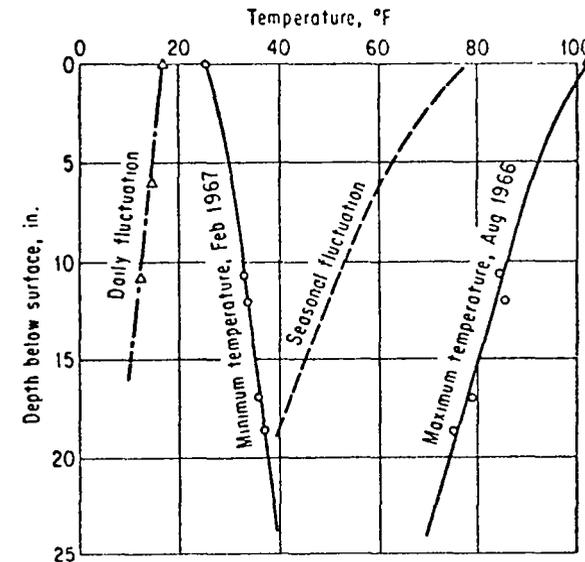


Fig. 6.2 Fluctuation of temperature in pavements.

6.2. CHANGE OF PHYSICAL PROPERTIES OF MATERIAL

The most common physical property used to measure the effect of temperature is the compressive strength or modulus of elasticity of the material. It is chosen not necessarily for theoretical analysis but for the convenience of engineering design. In Fig. 6.3, a test result is given showing the effect of temperature on the strength of portland-cement concrete. The standard temperature at testing was 70°F. Within a temperature range of 40 to 100°F, the relative compressive or flexural strength decreased from 1.25 to 0.80. The concrete strength decreased at the high temperature. Similar, but much more pronounced, temperature influence is experienced for asphalt concrete. Within the same temperature range, the stability of asphalt concrete may decrease from 15,000 lb at 40°F to approximately 3,000 lb at 100°F. The viscous properties of the asphalt binder take a heavy toll on the elastic properties of the asphalt concrete. The modulus of elasticity may decrease from 500,000 psi at 40°F to less than 4,000 psi at 100°F (see Fig. 6.4).

The effect of temperature on the physical properties of the subgrade is complicated by the ground moisture. For a given

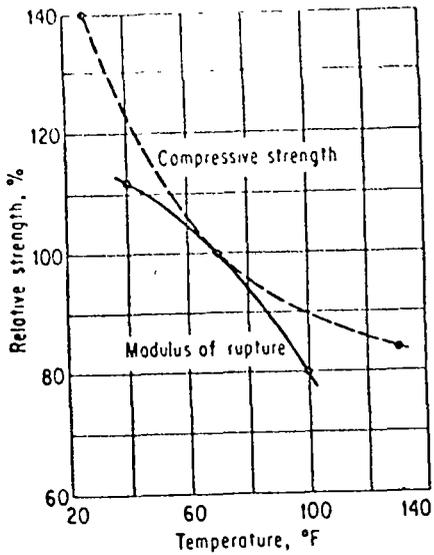


Fig. 6.3 Effect of testing temperature on strength of concrete.

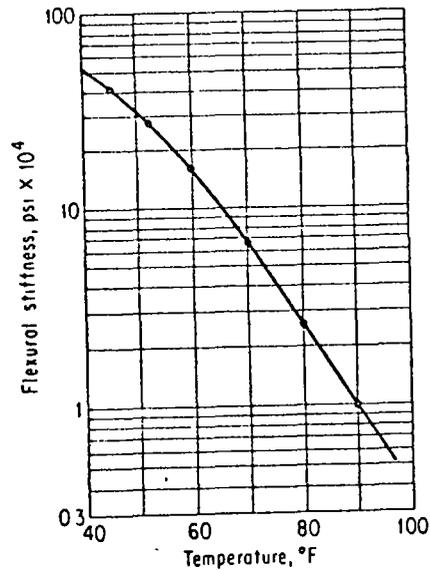


Fig. 6.4 Effect of temperature on strength of asphalt concrete.

moisture content, the strength of the subgrade tends to decrease at an elevated temperature. Murayama has reported that the elastic modulus of a clay soil may decrease from 1.00 to 0.70 if the temperature of the clay increases by 60°F (see Fig. 6.5). This change of physical strength of clay soil is practically identical with that in

portland-cement concrete. It is likely that the similar rate of change may be encountered in sandy subgrade.

Another important physical property affected by the temperature variation is the volumetric change of pavement material. For the common paving materials, such as steel, concrete, lime-cement stabilization, and compacted subgrade, the coefficient of expansion is normally in the range of 2 to 8×10^{-6} in./in.(°F). Within the temperature range of 0 to 150°F, the thermal expansion is assumed to be a linear function of temperature change. Thus the change of pavement length is expressed as the product of the coefficient of expansion ϵ , the length of pavement l , and the temperature range t .

The thermal expansion of asphaltic concrete is primarily governed by the viscous properties of the asphaltic binder and the physical properties of the aggregates. The viscous properties are time-dependent functions, and the aggregate properties are normally influenced by the internal equilibrium of the aggregate structure. There is no coefficient of expansion for asphaltic concrete, as there is for steel and concrete materials. The volumetric change of asphaltic concrete has to be evaluated for each mix formula within each given range of time-temperature domain. In engineering practice, the effort of such testings and evaluations can be further complicated by the construction variations and environmental factors. Knowledge of the thermal expansion of asphaltic concrete is more of an art than a science.

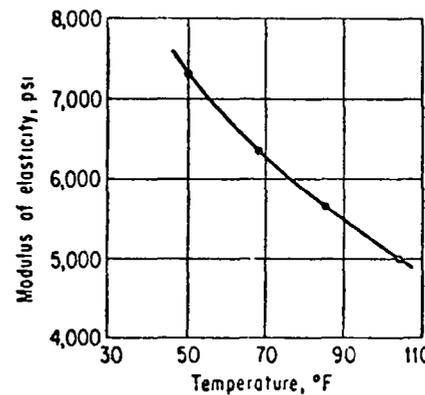


Fig. 6.5 Temperature effect on strength of clay soil.

6.3. STRESS INDUCED BY TEMPERATURE

If a linear thermal expansion exists for a given pavement material (by implication, this assumption does not apply to asphaltic material), the unit linear expansion is ϵt and the unit volumetric expansion is approximately $3\epsilon t$. If the stress-strain property of the material is linear elastic, the external force p required to restrain the thermal expansion is

$$f = \epsilon t E \quad (1)$$

As mentioned above, the coefficient of expansion varies within a very narrow range for many pavement materials; the thermal stress in a pavement is practically governed by the elastic modulus of the material. The higher the modulus of elasticity, the more pronounced the thermal stress will be. Therefore, low-strength lean concrete or lime-cement stabilization is not necessarily less desirable than high-strength paving materials.

The change of temperature with depth known as the thermal gradient and expressed by $\Delta t/\Delta z$ will result in warping of the pavement. The radius of curvature R of the warping and the resulting internal moment M in the pavement components are

$$\frac{1}{R} = \epsilon \frac{\Delta t}{\Delta z} \quad (2)$$

and

$$M = \frac{EI}{R} \quad (3)$$

For a homogeneous pavement component, the bending stress σ_t is given by

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \epsilon E h \frac{\Delta t}{\Delta z} \quad (4)$$

It can be seen in the above equation that for a given pavement material in a given temperature environment, the temperature stress

increases with increasing pavement thickness. Experience has indicated that a 16-in.-thick concrete pavement may have more surface cracks than a 12-in. concrete pavement.

The E value used in Eq. (4) depends on the selection of temperature variation. If the seasonal temperature variation is used in determining the thermal gradient, the warping of pavement will take place in a prolonged time interval. The plastic adjustment of the material will result in a small modulus of elasticity. The long-term modulus of elasticity of a regular portland-cement concrete is about one-third to one-half of its normal elastic modulus. For short-term temperature variation, say in a day or a week, the normal elastic modulus should be used to evaluate the daily or short-term variation of thermal gradient.

In analyzing the equilibrium of a pavement system, there are three conditions to be satisfied: (1) the linear movement at the surface, (2) the linear movement at the bottom of the pavement, and (3) the resulting bending stress due to the unequal movement of (1) and (2). If the temperature change at the bottom of a pavement is equal to zero, the temperature cracks in the pavement will depend on the strength of the material to resist the bending stress induced by the thermal gradient, as given by Eq. (4). If the strength of the material exceeds the temperature stress of Eq. (4), the formation of pavement cracks will depend on the magnitude of temperature change at the bottom of the pavement. The total temperature stresses consist of the bending stress by Eq. (4) and the direct axial stress by Eq. (1). The combined thermal stress becomes

$$\sigma_t = \epsilon E \left(t_b \pm \frac{1}{2} h \frac{\Delta t}{\Delta z} \right) \quad (5)$$

where t_b is the temperature range at the bottom of a pavement. For a given pavement material, the E and ϵ values are constant and the formation of temperature cracks will depend on the thickness of pavement, the thermal gradient in the pavement, and the temperature variation at the bottom of the pavement. If a linear thermal gradient exists in the pavement system, the zero temperature variation is encountered at a depth d below the surface, and the above equation can be rewritten for the maximum combined stress as

$$\sigma_t = eE \left(d - \frac{h}{2} \right) \frac{\Delta t}{\Delta z} \quad \text{for } d > h \quad (6)$$

It can be seen that the thermal stress σ_t can be reduced to a minimum if the temperature range at the bottom of the pavement is equal to zero, i.e., if the thickness of pavement is equal to or exceeds the depth where a constant temperature is maintained. This explains why the crack mechanism of a thin pavement is most likely to be governed by the temperature variation, at the bottom of the pavement whereas the crack mechanism of a thick pavement apparently results from the thermal gradient in the pavement components.

6.4. EFFECT ON DESIGN AND PERFORMANCE OF PAVEMENT

If the mechanics of thermal expansion can be defined by the boundary conditions outlined under the previous heading, the design process can be narrowed down to the determination of (1) the physical strength of the material to resist the thermal stress and (2) the detail of expansion joint to accommodate the movement, either on a restricted or a free bottom.

The thermal stress given by Eq. (4) is applicable for a free-moving pavement bottom, and Eq. (5) is valid for a fully restricted base against horizontal expansion. The fully restricted condition satisfies the following relation:

$$\sigma_t' > \mu\gamma \frac{L}{2} \quad \text{and} \quad \sigma_t' > E\epsilon t_b \quad (7)$$

where σ_t' = ultimate tensile strength of pavement material
 μ = coefficient of friction, ranging from 0.6 to 0.7 for granular base
 γ = unit weight of pavement material, ranging from 0.07 to 0.08 lb/cu in.
 L = maximum spacing of expansion joint or pavement cracks, in.

If the temperature fluctuation assumes the same trend as that shown in Fig. 5.2, the average temperature stress due to seasonal

variation in a 20-in. pavement will be

$$\sigma_t = 600,000 \times 6 \times 10^{-6} \times 38 = 137 \text{ psi}$$

If the ultimate tensile strength of the pavement material is 70 psi, the maximum spacing of expansion joint is, therefore,

$$L = 2 \times 70/0.7 \times 0.08 \times 12 = 208 \text{ ft}$$

If the joint spacing is designed to be 150 ft, the maximum movement of joint at the bottom of the pavement is

$$6 \times 10^{-6} \times 38 \times 1,800 \times 257/407 = 0.26 \text{ in.}$$

The relative movement between the bottom and top surfaces of the pavement is

$$6 \times 10^{-6} \times 40 \times 1,800 = 0.44 \text{ in.}$$

The total movement at the top of the expansion joint is 0.70 in. If the average temperature for laying the expansion joint is 65°F, the movement of the joint is approximately 0.35 in. in expansion and 0.35 in. in contraction. If the joint filler is designed for 35 percent compression, the width of the expansion joint will be 1 in. The minimum elongation of the joint sealer will be 35 percent.

The effect of temperature variation on the bending stress of pavement components is usually not as significant as the effect of wheel load. The most serious combination of wheel load and thermal stress is encountered during the winter months or cool nights, when the surface temperature is far cooler than the base of the pavement. It is likely that the thermal gradient is less than 0.5 and 1.5°F/in. for the daily and seasonal variations, respectively.

The thermal properties of asphalt concrete are radically different from those in the above analysis. First of all, the volumetric expansion is a nonlinear and time-dependent function. The drastic decrease of elastic modulus at elevated temperature (see Fig. 6.5) invalidates the meaning of Eqs. (1) to (7). The stability of asphalt concrete depends on the viscous cementing properties of asphaltic binder and the mechanical equilibrium of aggregate. In other words,

the stability of asphaltic concrete can vary from batch to batch if quality control is not reasonably enforced. As indicated in Table 6.1, the solar absorptivity and the thermal conductivity of asphalt concrete are much higher than in most pavement materials; asphalt concrete can absorb more heat and can tolerate a much greater thermal gradient. As a consequence, the pavement base with asphalt cover can be somewhat cooler than with other types of pavement surface material. A significant reduction in temperature cracks will be encountered in base courses having asphalt concrete as surface.

The major drawbacks of asphalt concrete in airfield pavement are the development of surface indentation and horizontal shoving under the influence of gear wheels, particularly during warm weather. There seems no effective method for eliminating these problems as long as asphalt concrete is used in the pavement construction. The introduction of low-viscous asphalt binder and the increase of aggregate size and density may improve the stability of asphalt concrete at elevated temperatures but may result in shrinkage cracks during cold months. Although many research works have been carried out in this field, the design of asphalt concrete, from the point of view of engineering practice, remains an art.

B. Moisture of Pavement System

6.5. FACTORS INFLUENCING MOISTURE

Moisture is a fundamental variable in all problems of soil stability. It has special significance in pavement systems since the shallow depth of pavement construction is usually subject to large variations in moisture content. The principal conditions in which moisture-content changes can occur in a pavement system are shown in Fig. 6.6. These are:

1. Seepage of water into the pavement from higher adjacent ground
2. Rise and fall of the water table
3. Percolation of water through the pavement surface
4. Transfer of moisture either to or from the shoulder areas

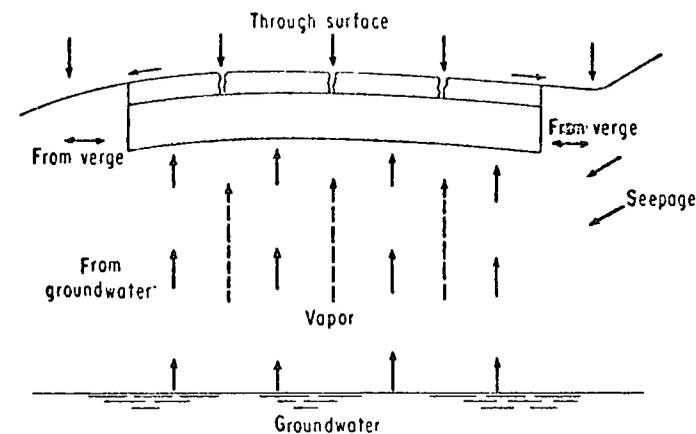


Fig. 6.6 Conditions affecting the change of moisture.

5. Transfer of moisture either to or from the subsoil

6. Transfer of moisture by vapor from the subsoil

The influence of seepage water depends mainly on the hydraulic gradient, which is influenced by the position of the adjacent water table and the coefficient of permeability of pavement materials as well as the subgrade soils. In a saturated field, the rate of flow can be assumed to follow Darcy's law:

$$Q = kiA \quad (8)$$

where Q = rate of flow, cu ft/sec

k = coefficient of permeability, fps

i = hydraulic gradient

A = cross-sectional area of soil mass normal to seepage flow, sq ft

The utilization of flow net and the finite-element method for continuous flow would appreciably increase the reliability of seepage analysis. However, the major drawbacks of the analysis are (1) that Darcy's law is not valid for laminar flow if entrapped air encountered in the soil and (2) that the coefficient of permeability is not a constant in both the vertical and horizontal directions. In analyzing the movement of water in unsaturated systems, Phillip has indicated that moisture suction or moisture tension generally dominate over the gravitational flow [5].

The rise and fall of the water table are closely related to climatic factors. A high water table may be encountered after an extended rainfall. The degree of fluctuation is largely governed by the permeability of the ground. In granula base, subbase, and subgrade, the elevation of the water table is more dependent upon the drainage characteristics of the pavement system and the site than upon precipitation.

Percolation of water through the pavement surface is one of the major causes of the fluctuation of pavement moisture. It is obvious that the intensity and duration of precipitation as well as the perviousness of the pavement surface have a significant influence on the rate of change of pavement moisture. The percolation of water has a detrimental effect on pavement performance and results in frost heave if the subgrade is frozen and impervious.

In many airport pavements, the moisture condition may go up and down following construction and appear to stabilize after a few seasonal changes. However, the moisture contents at pavement edges remain unstable and are generally higher than those at interior locations. Similar conditions have been experienced for many highway constructions. There seems to be a continuous migration of moisture, from the edge toward the interior if side drainage is not provided to intercept the moisture movement.

The transfer of moisture either to or from the subgrade is the most important factor in stabilizing the moisture content in pavement. If the groundwater table is low, the downward movement of water percolating from the pavement surface is a gravitational flow. The rate of equalization depends on the permeability of the pavement material and the subgrade, as discussed above for seepage flow. Migration of moisture from the subgrade will be treated in detail in the following section.

The transfer of moisture by vapor from the subgrade becomes significant only when the ground is warmer than the ambient temperature. The upward movement of vapor has an important effect on the magnitude of frost heave when the upper ice layer of a frozen ground acts as a vapor barrier and entraps the moisture under the frost line. The degree of vapor migration depends on the thermal gradient in the pavement and its subgrade. Consequently, the climatic factors and geophysical conditions of the site have a significant influence on the moisture and temperature of a pavement.

6.6. TEMPERATURE-MOISTURE ENVIRONMENT

The problems of temperature and moisture are so closely associated that their common name is "environment." In a climate above the freezing point, the effect of temperature is very important and problems of moisture are usually relatively minor except when high precipitation is encountered. In temperatures below the freezing point, the moisture in the pavement has a decisive influence on the performance of a pavement. The depth of frost penetration becomes an important parameter.

The most common theoretical method for predicting temperature and the related frost penetration in pavement systems was originally developed by Stefan based on the hypothesis that the latent heat of soil moisture is the only heat that needs to be conducted to or from a point which is in the process of thawing and freezing. Heat quantities involved in temperature changes above or below the freezing point were considered to be of minor importance and, therefore, ignored. A common form of the Stefan equation for uniform soil condition is

$$D = \sqrt{\frac{48K_i F}{L}} \quad (9)$$

where D = frost depth, ft

F = surface freezing index

L = latent heat of fusion, Btu/ft³

K_i = thermal conductivity of frozen soils

Since the Stefan equation neglects the heat capacity of the soil, it will usually give a frost penetration depth that is too large. The freezing index F depends on the climate at the site and is the most difficult parameter to be assumed. Many engineers have attempted to use local experience or published accounts of maximum-frost-depth experience in their studies. Canadian engineers developed an empirical equation for frost depth D , in feet, based on field studies of frost penetration:

$$D = P + E\sqrt{F(29)} \quad (10)$$

where $F(29)$ represents the cumulative degree days below 29°F . The values of constants P and E are dependent upon the soil type, drainage conditions, and nature of snow cover. Armstrong and Csathy found that P varied between 0.5 and 3.5 and E varied between 0.05 and 0.40, with average values of 1.3 and 0.12, respectively.

The depth of frost penetration represents the potential depth in which freeze-thaw and volumetric expansion of ice effect the integrity of a pavement. It is an important parameter, but its determination is far from scientific. The most reliable information still depends on experience and actual observation at the site.

6.7. THEORY OF MOISTURE MOVEMENT

Moisture held in soil above the water table is retained by surface tension at the points of contact of the particles or in the soil pores and capillaries. In the capillary tubes shown in Fig. 6.7, the water held above the water table will be in equilibrium when the upward component of the surface-tension force is equal to the gravitational force acting on the suspended water. The pressure or the suction in water immediately below the meniscus is lower than that at the boundary surface. The height to which the water will rise in the capillary tube is related mainly to the surface tension and the radius of the meniscus by

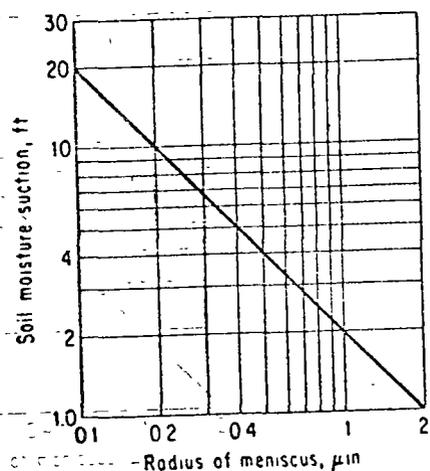


Fig 6.7 Equilibrium of surface tension and rise in capillary tube.

$$H = \frac{2T}{\gamma r g} \quad (1)$$

where T = surface tension per unit length of boundary

r = radius of tube or meniscus

γ = density of water

H = height of capillary rise

The capillary-tube analogy can be applied to soil suction. When the moisture of a soil is reduced, the water interfaces will recede into the smaller pores. The radius of curvature will decrease, and the soil suction will increase. Consequently, moisture will be sucked in from the surrounding areas to replenish the lost moisture. The most likely source of supply is the moisture from the underground water table. Since the vertical movement of moisture is affected by gravity, the upward migration of moisture cannot exceed the height at which the suction force is equal to the gravitational force.

In a soil mass, the moisture content is based on the equilibrium soil suction. Moisture may migrate from areas of low moisture content, such as sand layers, to areas of higher moisture content such as clay and silt layers. There is no moisture gradient which is responsible for moisture movement. The distribution of moisture is erratic and random. In general, sandy soil exhibits large pore space and low suction force. The moisture content is low, and the migration of moisture is rapid; therefore, a hydrostatic pressure is easily formed in sandy soil. For clay soils, all conditions are diametrically opposite to those in sandy soils: the pore space is small, the suction force is large, the moisture content is high, the migration of moisture is slow, and the clay layer is practically a waterproof layer. For silty soils, the range of characteristics is between those of sandy soils and those of clayey soils. Silty soils often have the worst features of sandy and clayey soils.

In addition to the soil suction, the temperature gradient in a soil can also affect the migration of moisture. This is particularly important when the pavement surface is in the cold cycles. If any soil or porous material is in hydrostatic equilibrium with its surrounding and is affected by local freezing, the equilibrium will be disturbed and there will be a tendency for water to move toward the freezing zone.

Although theoretical concepts have been reviewed for predicting moisture movement and moisture equilibrium, it is not practical

use these computations for actual pavement design. A carefully planned field observation, supplemented with the theoretical background, may produce a much more promising result. The concept of soil suction rather than water content appears to be more appropriate for defining the influence of water on the engineering properties of pavement materials, particularly the subgrade soils.

6.8. EFFECT ON DESIGN AND PERFORMANCE OF PAVEMENT

The so-called *environment design method* of highway pavement was advanced by the Michigan State Highway Department some forty years ago. The destructive effect of temperature and moisture was recognized to be more serious than that of wheel load. Benkelman introduced a simple straight beam in measuring the surface deflection of a pavement under the influence of a wheel load. By observing the seasonal variations of pavement deflection, considerable knowledge has been gained about the nature of environmental effects—a synonym for temperature and moisture. In the last several years, the Dyna-Flex machine has been used by many highway departments to replace the Benkelman beam in measuring the pavement deflection. A typical measurement is shown in Fig. 6.8.

The performance of the pavement can be divided into four groups:

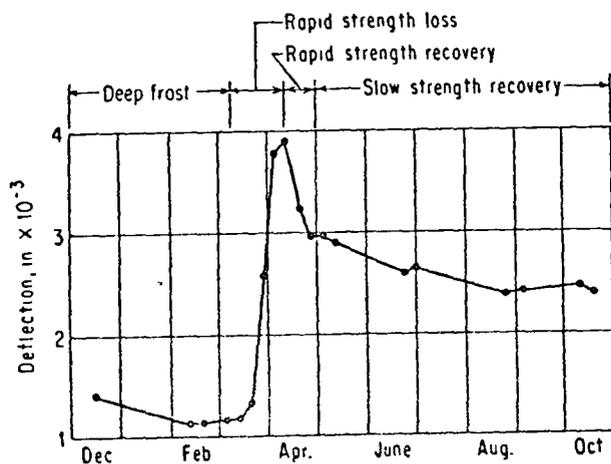


Fig. 6.8 Typical seasonal variation in pavement deflection.

1. During the months of December, January, and February, the ground of Northern states is in a period of deep frost. The moisture in the frozen ground acts as a cementitious binder. The effective thickness of pavement is equivalent to the depth of frost penetration. Consequently, the deflection measurement is small and the load capacity and service performance of the pavement are much better.

2. From the late February to early April, the weather changes rapidly from cold to warm and to cold again. The deep ground remains frozen, but the surface layer may undergo cycles of thawing and freezing. The groundwater vapor entrapped under the frost line becomes denser and denser. Meantime, during the short thawing periods, more surface water percolates into the pavement and accumulates on top of the frozen base. As the supporting capacity of any pavement material is governed by the relation

$$s = c + (p - u) \tan \phi \quad (12)$$

where s = shearing strength of pavement material

c = cohesive bond

p = normal pressure

u = excessive pore-water pressure

ϕ = internal frictional angle

the excessive increase of moisture in the pavement during the spring thaw will greatly reduce the bearing capacity of the pavement. Consequently, a significant increase of pavement deflection results. If the freezing weather is followed by a brief thawing period, the excessive moisture accumulated on the frozen base, together with the vapor moisture entrapped at the bottom will cause the heave of the pavement. A major destruction, such as cracks, potholes, and disintegration, is a common phenomenon in pavement at this period.

3. During the month of April, the night temperature is persistently above the freezing point. The ground thaws completely. The migration of vapor moisture ceases. The high moisture in the pavement tends to move downward, and the pavement enters into a recovery stage in regaining its original strength.

4. During the months from May to November, the pavement functions normally and the effect of temperature-moisture is not significant.

Pavement distress during the spring thaw is environmental in origin, and remedial measures should also be environmental. Many engineers and scholars have defied this principle and searched for other, artificial means to improve the moisture-temperature condition. An example is the introduction of waterproofing seal on the pavement surface to prevent the percolation of surface water. During cold weather, this waterproof seal becomes a vapor barrier and entraps the moisture migrated from the warmer subgrade. At freezing temperature, the surface texture of the pavement may be destroyed by the blistering effect under the waterproof seal. A second example is the use of an insulating layer under the pavement. The insulating layer may prevent frost penetration below the base of insulation but also may effectively eliminate the long-wave radiation, that is, the heat flow from the ground. The temperature of an insulated pavement can be several degrees cooler than that of the area without insulation. The pavement surface can be more icy and slippery than any pavement can be. Excessive moisture from surface percolation will accumulate in the pavement base and can be more destructive to pavement structure than the wheel load.

The control of moisture in a pavement system is extremely difficult. If you cannot control the moisture, you should keep the moisture away from the pavement. There are no clear-cut rules which can be followed in the pavement design, but a few guidelines can be drawn for general reference:

1. Maintain the pavement base above the field area if possible.
2. Develop an adequate drainage system to improve the collection of surface runoff and minimize percolation.
3. Provide subdrains and an intercepting system to drain the moisture in the soil prior to its migration to the pavement area.
4. Lower the water table wherever possible.
5. Do not use silt as subgrade within frost depth and also above the water table.
6. Keep the pavement surface reasonably watertight, and reduce percolation of runoff.

C. Traction of Pavement Surface

The steadily increasing volume of traffic has increased the wear and polishing of pavement surfaces. Such pavements may lose skid resistance, particularly when wet. The safe operation of a vehicle depends on the traction between tires and pavement surface to reduce the vehicle speed and bring the vehicle to rest within tolerable stopping distance. Although the accident rate due to low tractive resistance is relatively low among all accidents, there is nevertheless, a high potential risk. The operator of today's highway and airport pavement systems has faced the greater demands on the construction of pavement which have adequate skid resistance. In order to develop an understanding of the problems involved in the design of appropriate antiskidding pavement surfaces, a review of the basic mechanics of pavement friction is herein presented. A proper understanding of the problem will lead to a reliable interpretation of the data and sound engineering judgment.

6.9. FACTORS INFLUENCING TIRE TRACTION

The traction between tires and pavement surface when both are dry depends largely on the frictional resistance of the pavement surface and on the tire tread design. On wet surfaces, the frictional resistance decreases as the speed is raised. Lander [4] reported that on a wet surface the risk of a skidding accident is almost twice that on a dry pavement and is almost three times greater if the vehicle speed exceeds 30 mph. This observation is in general agreement with the test results on frictional resistance at NASA Wallops Station [4]. A typical test record is shown in Fig. 6.9. The friction coefficient on a dry surface is about three times that on wet pavement when the vehicle speed exceeds 30 mph.

Interaction of Tire and Pavement Surface

The NASA tests also indicate that the friction coefficient is a function of load duration. For a high-speed vehicle, the load period is shorter than for a slow-moving vehicle. Consequently, the

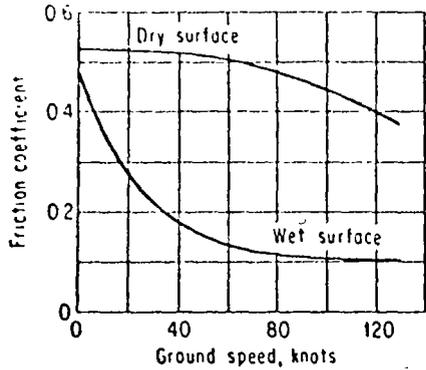


Fig. 6.9 Effect of wet surface on friction coefficient.

frictional resistance of a high-speed vehicle is much reduced (see Fig. 6.9). The rate of loss of friction largely depends on the condition encountered at the interface of tire and pavement. Water is much heavier than air and offers greater resistance at its displacement. The result is that the effective load on the interface is reduced, and consequently the friction resistance decreases drastically when the surface is wet.

In theory, the frictional resistance is proportional to the normal load, with no direct relation to the contact area of the load. However, actual tests indicate that frictional resistance increases with decreasing inflation pressure. A typical test result is shown in Fig. 6.10. If the bearing of the tire walls is assumed to be constant and the contact area is equal to the total load divided by the tire

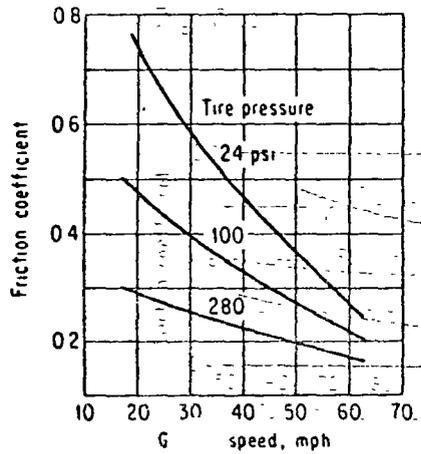


Fig. 6.10 Relationship between tire pressure and friction coefficient.

pressure, the test result suggests that the frictional resistance is proportional to the square root of the contact area.

Environmental Influences

Surface characteristics of a pavement are affected by weather. The skid resistance varies from one season to another. The mechanisms responsible for seasonal change in friction are thought to be the fluctuation of pavement temperature. Studies [1] have revealed that skid resistance tends to decrease with increased temperature. The magnitude of the loss depends on the texture of the pavement surface, as well as on the viscosity of the surface material. The effect of change in viscosity is particularly noticeable on mixes containing a predominance of sand-asphalt. A typical test result is shown in Fig. 6.11. Freezing of pavement surface is encountered when the ambient temperature is several degrees below 32°F. The presence of ice has an important effect in modifying the surface texture of the pavement. The friction coefficient ranges from 0.15 on hard ice to almost zero on wet frozen surface.

Wearing of Aggregate

Pavement surfaces, when properly designed and constructed, will initially exhibit high skid resistance. Traffic polishes as well as wears pavement. Any surface containing limestone aggregates, either coarse or fines, will polish and in time may become slippery. Loss of friction is usually most severe during the first 2 years after construction. Thereafter, the rate of polishing decreases and eventually reaches a stable level of smoothness. A typical test result is shown in Fig. 6.12.

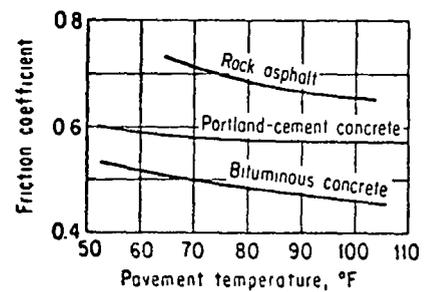


Fig. 6.11 Temperature influence on frictional resistance.

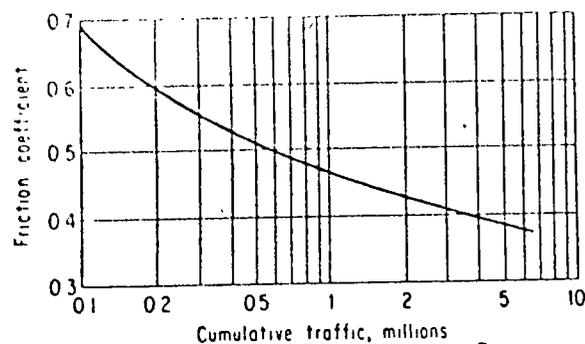


Fig. 6.12 Effect of traffic on friction coefficient of pavement surface.

Operation Requirements

A deficiency in frictional resistance is indeed a significant contributing cause in many accidents. Studies [1] of accident locations on highways indicate that 87 percent of the pavement surface exhibited a coefficient of friction of less than 0.40. This suggests that a pavement surface on a high-speed, high-traffic-volume highway with a friction coefficient of less than 0.40 may be hazardous when wet.

For airport pavements, the operation varies with the airport facility, the type of aircraft, and the pilot's maneuvering. Although there have been many studies and tests of the frictional resistance of runways and taxiways, there is no set of guidelines to suggest the minimum requirement of frictional resistance below which aircraft operation may be hazardous. Hall [4] reported that 35 percent of aircraft operational accidents can be related to the inadequacy of frictional resistance. Among these accidents, 28 percent occurred in ice and snow conditions and 42 percent were due to hydroplaning. For both conditions, the friction coefficient in accidents was probably less than 0.1. The remaining 30 percent of the accidents were encountered on wet runways when the friction coefficient was likely to be in the range of 0.1 to 0.20. This suggests that a pavement surface with a friction coefficient of less than 0.2 may be hazardous for aircraft operation when wet.

6.10. SURFACE TEXTURE OF PAVING MATERIALS

In terms of frictional resistance, the adequacy of a pavement surface must be judged on the basis of in-service performance.

Environmental weathering, as well as traffic wearing, profoundly affects frictional resistance. The basic mechanics of frictional resistance are described in the following.

Resistance on Dry Surface

The mechanism of developing frictional resistance can be illustrated by a hypothetical condition, as shown in Fig. 6.13. The spherical aggregate is embedded in cement with its top surface in contact with a rubber tire. The total vertical pressure from the tire is equal to $p(D + S)^2$, where p is the unit tire inflation pressure, D is the diameter of the aggregate, and S is the thickness of the cement bond between the aggregates. The horizontal frictional resistance is equal to $e\Delta\pi L^2/4$, where e is a coefficient related to the elastic properties of the rubber tire, Δ is the depth of indentation, and L^2 is the contact area between tire and aggregate. For spherical aggregate, the relation $L^2 = 4\Delta(D - \Delta)$ exists if the aggregate does not deform under the vehicle load. The coefficient of maximum frictional resistance becomes

$$\mu = \frac{2e}{p} \frac{\Delta^2}{D + S} \quad (1)$$

In words, the frictional resistance is profoundly affected by the

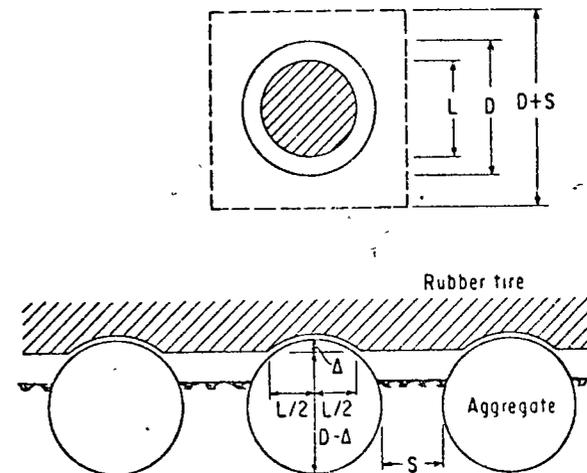


Fig. 6.13 Hypothetical condition of developing frictional resistance.

depth of indentation which is closely related to the polish resistance and sharpness of the aggregate. Crushed hard rock offers higher frictional resistance than polished gravel. The frictional resistance is significantly influenced by the size of aggregate and the cement binder. The finer the aggregate and the thinner the binder, the higher the frictional resistance will be. In designing a high-frictional-resistance surface material, particular attention should be given to the physical properties of fine aggregates and cement binders. Studies [1] have indicated that silica sand asphalt and dense graded concrete using a thinner film of binder demonstrate a higher frictional resistance.

For determining the type of cement to be used in the surface material, tests [4] have indicated that asphalt and portland-cement concrete offer an identical range of variation in frictional resistance (see Fig. 6.14). However, the breeding of excessive asphalt during the summer months may have a significant effect on the slipperiness of the pavement surface. For runway end and gate positions, cement concrete remains the best surfacing material. It is not damaged by fuel spillage, heat, or blast, and it is easier to clean. Where cement concrete cannot be provided, an asphalt surface with coal-tar pitch seal is the best alternative. It resists damage by moderate fuel and oil spillage.

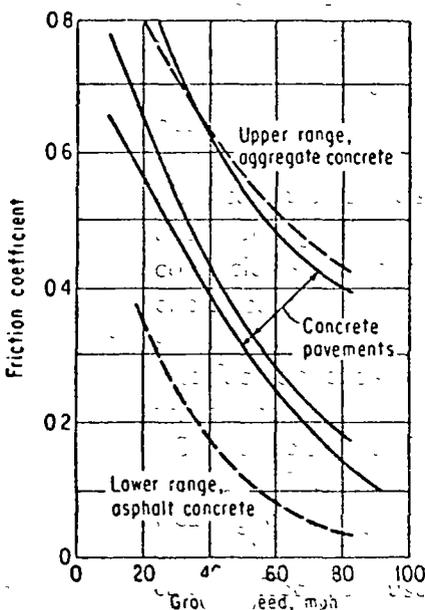


Fig. 6.14 Friction coefficients of various pavement surfaces.

Tight specifications of the shape and hardness of the aggregate, both coarse and fine, may improve the frictional-resistance value, but improving frictional resistance by being restrictive in the selection of aggregates may not be an economical solution, even if it were physically possible. Methods of roughening new surface during construction have been tried. Although many tests have shown that these methods offer good results during the early stages of in-service life, extended traffic volume tends to wear down the mechanical roughness and polished surfaces result.

In addition to mechanical methods of roughening, surface dressing of high-strength cement and hard angular chippings have also been tried. From a number of experiments [3], there are indications that surface dressing may be the simplest, most economical, and most effective method of improving the frictional resistance of existing pavement surface. To understand the concept of bonding or adhesion, one must examine the material behavior at a microstructural level [2]. The bonding surface can be considered as an elastic sheet of which the ultimate strength depends on the energy required to produce a fractured surface. When a small microcrack is encountered, the integrity of the bonding sheet is determined by the conditions that permit the crack to propagate through the cross section. The tensile strength of the sheet is determined by the surface energy of the solid, the modulus of elasticity, and the size of microflaw of the bonding material. In composite materials, the importance of bonding surfaces is magnified because of the fact that the behavior of composites also depends on the nature of interfaces between matrix, filler, and binder. The degree of adhesion is controlled by a number of physical and chemical factors. Among the physical factors are surface area, surface roughness, degree of coating and wetting, difference in elastic properties, and thermal expansion coefficients. Among the chemical factors are difference in cohesive energies, polarities of surface energies, relative solubilities, and susceptibility to heat, oxidation, and hydrolysis. The strength of an interface depends in a very complicated fashion on a combination of these factors.

There are several drawbacks to applying surface dressings:

1. The development of frictional resistance largely depends on the wearing of chippings to be bonded on the adhesive coating. Only a small selection of chippings, such as quartz sand and crushed bauxite, can be effectively used for this purpose. It is a costly operation.

2. The high surface energy of the bonding material is always associated with a high modulus of elasticity, which means brittleness at small deflection and lower fatigue resistance under repetitive loadings.

3. Wet-dry and freezing-thawing cycles are important factors in destroying the integrity of surface dressing.

Resistance on Wet Surface

Although the frictional resistance of a pavement surface can be improved by the use of selected aggregates, mechanical surface roughness, and high-strength surface dressing, the effective frictional resistance will be, nevertheless, significantly reduced when the pavement surface is wet. The surface water encountered outside the contact area between tire and aggregate (see Fig. 6.13) produces a hydrostatic pressure, which transfers the tire pressure directly on the pavement surface and, therefore, reduces the effective contact pressure between the tire and aggregate. The reduction of effective contact pressure will result in a decrease of frictional resistance. Since the development of hydrostatic pressure is caused by the entrapment of surface water as well as the vehicle velocity (see Fig. 6.9), the frictional resistance will be significantly reduced when the surface is wet and the vehicle travels at high speed. No surface treatment for improving dry friction will be effective when the surface is wet.

One exception to this statement is found in the use of "friction courses" in the United Kingdom. The surface course consists of an open graded 1/4 to 3/8 in. size of crushed hard rock, such as basalt or granite. The binder is of grade-200 penetration asphalt at a rate of 5 percent by weight and mixed at 250°F. The compacted thickness of asphalt macadam is 3/4 in. on a densely graded impervious wearing course. During the rain, the water penetrates into the pavement. No surface water is in contact with rubber tires, and the surface is effectively a "dry surface" in all weather conditions. However, the friction courses can be recommended only when they are to be laid over a new or an existing pavement surface which is impervious to water and has good drainage. The water must flow quickly to the drainage channels. Any underlying surface on which water lies or which is pervious can lead only to the deterioration of the friction course itself. It is questionable that the U.K. experience

can be extended to areas where wet-dry and freezing-thawing are the significant factors in the integrity of pavement surface.

6.11. HYDROPLANING AND RUNWAY GROOVINGS

The problem of aircraft skidding on wet runway surfaces becomes important when the landing speed of an aircraft is such that the distance needed for landing in wet weather is almost equal to the length of the runway and the skid-resisting force is inadequate to reduce aircraft speed without skidding, side pitching, or overshooting the runway ends.

Low frictional resistance on a wet surface is largely due to the lubricating effect and the displacement of the water film at the interface of tires and pavement. The effect becomes more pronounced when water depth and aircraft speeds increase. At high speeds, the water layer tends to build up resistance against displacement. A wedge of water is encountered at the interface. The hypothesis advanced by Martin [3] and Horne [4] is that the vertical component of the resistance force progressively lifts the tire, thereby decreasing their area in contact with the runway until ultimately they are completely clear of the surface. When this happens, the aircraft is *hydroplaning*. This process has been demonstrated by the tests at NASA Wallops Station. The Ministry of Aviation, United Kingdom, has conducted a more meaningful test to measure the friction coefficient of tire-pavement interface under actual operation condition of an instrumented aircraft. The results are shown in Fig. 6.15. It seems that the hydroplaning may occur with

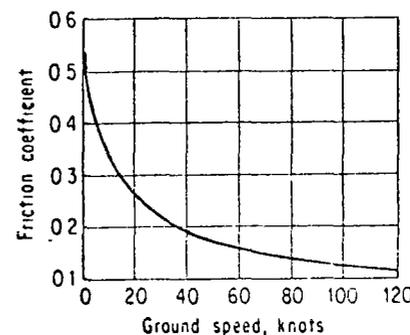


Fig. 6.15 Friction coefficient measured by an instrumented aircraft.

the speed exceeds 100 knots and the friction coefficient is approaching below 0.1.

Many accidents attributed to hydroplaning might have been avoided if the braking force after decelerating below hydroplaning speed had been able to stop the aircraft in the remaining runway length available. It is important, therefore, to have uniformly good surface with adequate friction value through the whole runway length. The loss of directional control which occurs when an aircraft is hydroplaning is just as serious as the danger of overrunning. A longer runway is not a foolproof solution to the hydroplaning problem.

The British experience [3] indicates that water depths of about 1/4 in. are probably needed for hydroplaning to be initiated. Once started, it can be sustained by considerably less water depth. The depth of water on a pavement surface depends on several factors: (1) the rate of rainfall and its duration, (2) the side slope and cross section of the runway, (3) the width of the runway, (4) the longitudinal profile of the runway, (5) the surface texture and retention of runoffs, and (6) the direction of wind and its velocity. Although many runway surfaces probably have adequate side slope and longitudinal swirl to ensure adequate surface drainage, the condition may be different during adverse high winds and storms. Even if an aircraft does not land during a storm, a period will exist after the rain during which the runway surface may be suspected of causing hydroplaning.

Normal surface treatment to increase the frictional coefficient does not prevent the development of hydroplaning. The surface water must be eliminated before hydroplaning takes place. Runway grooving is the most efficient way to get rid of the surface water. Although this method has been known for more than 10 years, there is no rational procedure for designing the geometry of the groove. According to past experience, a satisfactory groove is said to have a depth and width ranging from 1/8 to 1/4 in., with a pitch ranging from 1 to 2 in. None of the six factors cited above on the depth of water film has been related to the groove design. In Fig. 6.16a, the footprint of an aircraft tire is assumed to be of elliptical configuration, with the major axis parallel to the traffic direction. For a point 0 along the major axis of the tire contact area, the time required for the passage of tire is equal to $2b/v$, where v is the velocity of the

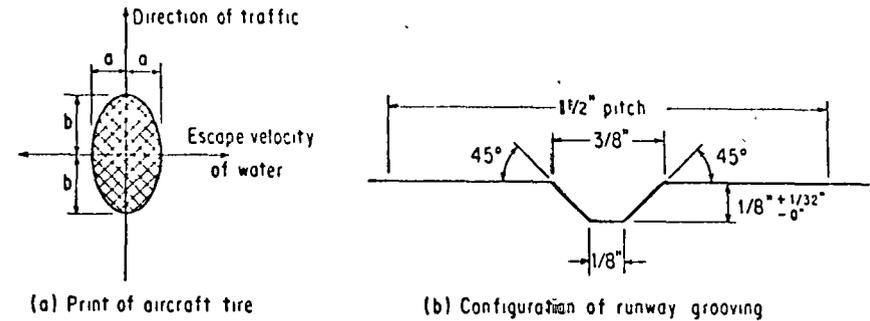


Fig. 6.16 Footprint and runway grooving.

vehicle. The water particle at 0 has to escape laterally for an average distance of $\pi a/4$ during the time period of $2b/v$. The external force causing the water particle to escape is the tire pressure, and the escape velocity is equal to $cp^{1/2}$, where c is a constant and p is the tire pressure in pounds per square inch. The critical moment at the development of hydroplaning is

$$cp^{1/2} = \frac{\pi a/4}{2b/v} \quad (14)$$

This means that when the escape velocity due to external pressure is slower than the water travel sideways, there is hydroplaning. Let V_c be the critical velocity selected for preventing hydroplaning; the pitch of grooving, l , will satisfy the relation

$$\frac{l}{2b/v} = \frac{\pi a/4}{2b/V_c} \quad (15)$$

where v is the maximum velocity anticipated for landing and/or takeoff of an aircraft. If the critical velocity V_c is selected for providing a given level of friction coefficient, the same relation as given in the above equation is also valid. For a maximum speed of 140 knots, the pitch of runway grooving is as shown in Fig. 6.17.

The pitch is designed for the surface water to escape, whereas the cross-sectional area of the groove is designed to store the surface water and to prevent the development of hydroplaning. The quantity of water to be drained off the surface during the passage of a tire is equal to

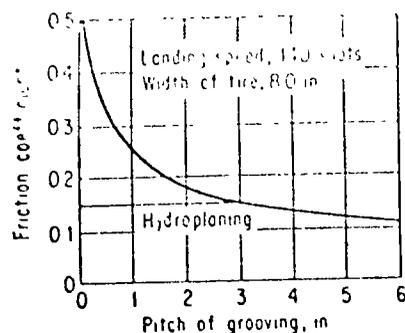


Fig 6.17 Relation between friction coefficient and pitch of runway grooving.

$$2bc's^{1/2}t_c \frac{2b}{V_c} \quad (16)$$

where c' = coefficient of surface runoff velocity
 s = side slope of runway surface
 t_c = critical thickness of water film
 $2b/V_c$ = passage of time at critical velocity

Within the tire footprint area, the accumulation of water on the pavement surface is equal to

$$\pi abl \frac{2a}{c's^{1/2}} \quad (17)$$

where I is rainfall intensity during the period water travels a distance of $2a$ by surface flow. Immediately before the development of hydroplaning, the following relation exists:

$$2bc's^{1/2}t_c \frac{2b}{V_c} \geq \pi abl \frac{2a}{c's^{1/2}} \quad (18)$$

The critical thickness of water film becomes

$$t_c \geq \pi \left(\frac{a}{c'} \right)^2 \frac{1}{s} \frac{V_c}{2b} \quad (19)$$

For a runway cross section having a side slope s of 0.015 and a rainfall intensity of 3.6 in./hr, or 0.001 in./sec, the corresponding coefficient c' of surface runoff velocity is 1.8 fps or 22 in./sec. For a critical velocity of 100 knots, or 170 fps, the thickness of water film

at hydroplaning is

$$t_c = \pi \left(\frac{8}{22} \right)^2 \frac{0.001}{0.015} \frac{170}{20} = 0.23 \text{ in.} \quad (20)$$

The cross-sectional area A of the grooving should satisfy the relation

$$A = t_c l \left(\frac{1}{a} \right)^2 \quad (21)$$

For a pitch of 2 in., the cross-sectional area of the grooving is

$$A = 0.23 \times 2(2/8)^2 = 0.029 \text{ sq in.} \quad (22)$$

The size of grooving can be 1/4 in. in average width and 1/8 in. in depth. In considering the weathering and spalling caused by wheel load and freezing, the test at Kennedy International Airport confirmed the superiority of V-shaped grooving. The actual configuration of the groove is shown in Fig. 6.16b.

D. Regional Differential Settlement

In recent years, the rapid growth of transportation systems has resulted in the increasing use of such marginal land as swampy areas and hilly uplands. This adds new dimensions and problems, which were not pronounced in previous airport and highway construction. The cost for land preparation increases rapidly, and the quality of ground support becomes more difficult to control. As swampy areas always consist of soft mud which settles due to the weight of the fill and/or the improvement of drainage of the area. The uneven distribution of natural deposit will result in an uneven settlement of the land. Therefore, any pavement constructed on such land will exhibit surface undulation or wave condition. It is a basic requirement of modern pavement engineering to design a tolerable wave condition due to uneven settlement of the ground.

6.12. FACTORS INFLUENCING SETTLEMENT

If the land subsides uniformly, the pavement structure more or less floats on the ground and the pavement surface will be even and smooth. There is nothing wrong with such pavement, and the operation of the vehicle is not hindered. In reality, however, ground settles to varying degrees from location to location, either due to the physical nature of the deposit or due to conditions of land preparation. The problem of pavement surface is directly related to the differential settlement of the area. However, the differential settlement is a function of the total settlement. In order to understand the problem of differential settlement, it is necessary to review the problem of total settlement. There are three factors in the settlement of ground: (1) the consolidation of the subsoil due to land preparation or increase of superimposed load, (2) the drawdown of the water table, causing the increase of overburden pressure (every foot of dewatering increases the effective overburden pressure about 40 to 60 psf), and (3) regional subsidence due to geological disturbances, such as mining and earthquake.

In Fig. 6.18, a typical time-settlement curve is shown. The rate of settlement decreases gradually during the period of primary consolidation and approaches a constant during secondary consolidation. As defined in soil mechanics, the primary consolidation represents the condition due to the change of pore-water pressure. While the adjustment of soil structure is considered to be the principal reason causing the secondary consolidation, the basic mechanics governing

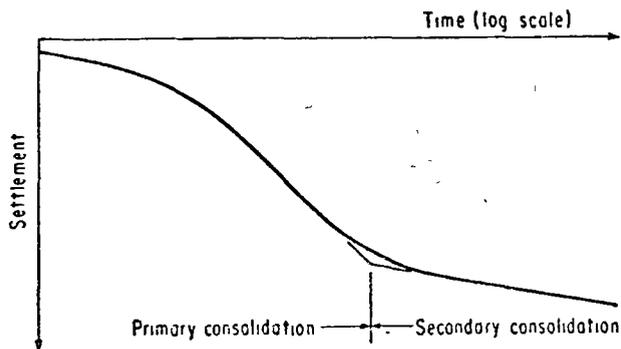


Fig. 6.18 Time-settlement curve of compressible deposit.

the primary consolidation can be expressed by

$$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (23)$$

where S = magnitude of primary settlement

H = thickness of compressible layer

C_c = compression index

e_0 = initial void ratio

p_0 = initial consolidation pressure or overburden pressure

Δp = overburden pressure causing consolidation of compressible layer

As defined in soil mechanics, the compression index C_c , the initial void ratio e_0 , and the initial consolidation pressure p_0 are closely related to the initial moisture content of the compressible soil. The above equation can be simplified as

$$S = f(H, w_0, \Delta p) \quad (24)$$

This means that the total settlement of a compressible layer is a function of the thickness, moisture content, and load increment on the compressible layer. If these three parameters are uniform throughout the consolidation area, the total settlement is uniform and there should be no differential settlements. However, a natural deposit may exhibit a coefficient of variation in moisture content ranging from 0.25 to 0.35, and the thickness of the compressible layer depends largely on the geological nature of the deposit. It should not be a surprise that the high value of the moisture content can be twice the low value. Therefore, the differential settlement of a layer of uniform thickness can be anticipated to be as much as 50 percent of the total settlement. If the layer thickness is not even, the differential settlement of the region may be very erratic.

In treating pavement problems, it is necessary to understand the moisture and thickness of compressible layers below the pavement area. The other parameter, Δp , is much easier to determine. It usually represents the weight of fill or the overburden due to dewatering. During the service life of a pavement construction, the performance of the pavement surface is governed by the rate of settlement. During primary consolidation, the time required to complete the pore-water

adjustment can be expressed by

$$t = \frac{H}{k} \frac{S}{\Delta p} \quad (25)$$

where the k value is the coefficient of permeability and H/k indicates the time required for water to seep through the compressible layer. The smaller the coefficient of permeability the larger the H/k will be (that is, the longer it will take for water to seep through layer H). In a simplified expression, the time required to complete the primary consolidation is

$$t = f\left(H, w_0, \frac{H}{k}\right) \quad (26)$$

This means that the time required to complete the primary consolidation is a function of the thickness, moisture content, and seepage time of a compressible layer. The time required for the completion of primary consolidation is not affected by the magnitude of the overburden pressure. For sandy soils, the coefficient of permeability is in the range of 10^{-2} to 10^{-4} cm/sec. Silty soil has a k value in the range of 10^{-4} to 10^{-6} cm/sec. It takes about 100 or 1,000 times longer to drain a silty soil than a sand. Consequently, the consolidation of a silty soil is much slower than in a sand. The sandy deposit would not create a serious problem for the pavement construction insofar as settlement is concerned.

As given in the theory of soil mechanics, the characteristics of primary consolidation are very similar to those of piston-and-spring systems. The time-settlement curve approaches an inclined asymptote and continues on a gentle slope. This late stage of time settlement is known as *secondary consolidation*. It is caused by the gradual adjustment of soil structure together with the plastic deformation of soil particles. For all practical purposes, there is no single set of mechanical rules which can explain the time function of secondary consolidation. Experience indicates that the consolidation for a deep compressible layer is practically a linear function of time. As differential settlement is a function of total settlement, the pavement surface may become progressively rougher and more uneven during subsequent service years. The task of the engineer is to

design the terminal condition of pavement performance for the anticipated service life.

6.13. METHODS OF IMPROVING GROUND

The factors influencing settlement are thickness, moisture content, permeability, and the load increment on the compressible deposit. Therefore, any method for improving the settlement should be directed toward minimizing the source of problems. The first approach is to reduce the thickness and unevenness of the compressible layer; in many cases, it is practical to remove a compressible soils. However, the removal of the compressible soils is not always the best answer. If the compressible soil is removed in one area and left in other areas, the difference in settlement may be aggravated and the rate of the differential settlement may become worse. Therefore, if the removal of unsuitable material or compressible soil is contemplated, the program should be carefully planned to remove all compressible materials under the pavement and its environment if necessary.

The second approach is to lower the moisture content of the compressible soil. High moisture content is a direct reflection of low consolidation pressure. The soil deposit can be highly compressible. There are several methods which can be employed to reduce the moisture content of soils, such as (1) dewatering by pumping, (2) dewatering by osmosis process, and (3) injecting chemicals to stabilize the material and reduce its moisture content. A typical example of the last method is soil stabilization utilizing hydraulic lime.

The third approach is to increase the overburden pressure during the period of construction. In this way, the rate of settlement will be reduced when the actual overburden pressure is reduced during the service years. This can be accomplished by adding a blanket of fill on the compressive layer. By reducing the total settlement in the service year, the differential settlement may be proportionately reduced. However, the inherent problems of this method are (1) the cost of placing and removing the surcharge and (2) the residual settlement during the service years. If the surcharge program is not associated with the improvement of subgrade

damage, the efficiency of the surcharge may be greatly reduced and the problem of differential settlement will remain.

In pavement design it is a good practice to review the geological condition of the area, to define the thickness of compressible soils and to evaluate the variation of moisture content and the compressibility of the soft layers. An effective ground-improvement program can be developed only when a meaningful cost-benefit analysis has been performed for the removal of unsuitable soils as compared with the surcharge method.

With respect to the rate of consolidation, the time function is governed by the thickness and the coefficient of permeability of the compressible soils. There is practically no way to improve the permeability of a soil as long as the soil particles remain unchanged. It is a reality that engineers can design a pavement structure to minimize the magnitude of settlement but not the time of consolidation.

6.14. EFFECT ON DESIGN AND PERFORMANCE OF PAVEMENT

As ground starts to settle, the pavement surface subsides to conform with the settlement configuration if the pavement structure is flexible enough. The riding quality of pavement surface is, therefore, governed by the equation (see Chapter Nine)

$$\frac{\Delta}{L^{1/2}} \leq K \quad (27)$$

where Δ is the vertical deviation within a wavelength of L . If the $\Delta/L^{1/2}$ value exceeds a certain value of K , it is said that the functional surface of the pavement does not meet the performance requirement for smooth and safe riding of a given vehicle at a defined speed of travel. The effect of the differential should, therefore, be evaluated by the above equation.

On the other hand, the pavement should be designed to have sufficient strength to endure the long-term settlement without cracking the pavement structure itself. By assuming the settlement contour to be a sine wave (see Fig. 6.19), the vertical deflection coordinate is

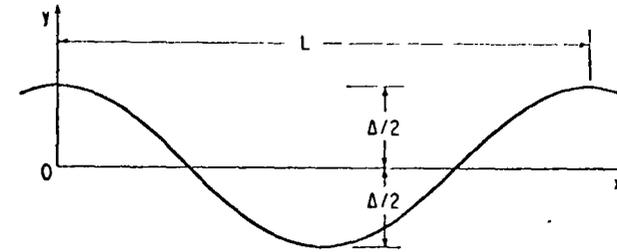


Fig. 6.19 Settlement contour of pavement surface.

$$y = \frac{1}{2} \Delta \cos \frac{2\pi x}{L} \quad (28)$$

The bending moment in the pavement layer is

$$M = EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (29)$$

By substituting Eq. (28) in Eq. (29), the bending moment due to differential settlement can be expressed by

$$M = 2\pi^2 EI \frac{\Delta}{L^2} \cos \frac{2\pi x}{L} \quad (30)$$

The maximum bending moment is

$$M_{\max} = 2\pi^2 EI \frac{\Delta}{L^2} \quad (31)$$

when $x = 0$ or $L/2$.

In evaluating pavement performance and design effects, it is necessary to study the vertical deviation for a given wavelength. An example of pavement evaluation is shown as follows:

Wavelength L , ft	Vertical deviation Δ , ft	Performance $\Delta/L^{1/2}$	Bending moment Δ/L^2
75	0.05	0.0058	8.9×10^{-6}
140	0.21	0.0177	10.7×10^{-6}
240	0.27	0.0174	4.7×10^{-6}
440	0.32	0.0153	1.7×10^{-6}

This table was deduced from the 10-year settlement record of runways at Newark Airport. The maximum roughness is governed by wavelengths of 140 to 240 ft, and the maximum bending moment is governed by 140-ft wavelengths. If the pavement is properly designed for differential settlement, the rigidity of the pavement will reduce the magnitude of settlement. Although the cause of differential settlement is not removed, its effect is minimized.

As the performance of the pavement and the bending stress in the pavement elements are closely related to the vertical deviation of the deflection wave, the problem of differential settlement can be effectively defined by the Δ and L parameters.

If sufficient qualitative information is available to evaluate the soil condition, the Δ and L values can be measured from the anticipated settlement profile as determined by the thickness and compressibility of the subsoil. This sounds simple, but it requires extensive subsoil survey and numerical computation to determine the rate and magnitude of settlement. In many cases, the subsoil information is not complete and the settlement computation is rather sketchy. The time and resources for conducting extensive soil exploration and laboratory tests are usually not available. It is then necessary to review the previous settlement record of the area and to predict the possible settlement for the pavement construction. For the pavement design of Newark Airport, the 10-year record of airfield settlement is used in the design of new pavement. There exists a danger that the past record may not necessarily reflect the new construction.

As the wavelength of differential settlement is closely related to the nature of the soil deposit, land preparation by the surcharge method will not alter the configuration of the settlement wave, except that the wave amplitude is reduced. On the other hand, if excavation of the compressible soil is contemplated, the best way to handle the differential settlement is to create a long transition between the backfill and the original good ground in a three-

dimensional space. If the past settlement record is used in determining Δ and L values, the reliability can be improved by introducing the coefficient of variation of the observed data. The parameter Δ/L^2 should be equal to the mean value plus a desirable number of standard deviation. As differential settlement will be taking place over a long period, the E modulus in Eq. (30) should reflect the long-term deformation. The creeping modulus of cement or lime-stabilized material is about one-third of its elastic modulus. The bending stress becomes a function:

$$\sigma = f\left(E', h, \frac{\Delta}{L^2}\right) \quad (32)$$

In words, the bending stress increases with the increase of pavement thickness, creeping modulus of material, and magnitude of settlement basin but decreases with the increase of settlement wavelength. In a subsiding region, rigidity and brittleness of pavement material will result in an increase of bending stress.

The maximum bending moment given in Eq. (31) is valid only when the pavement is flexible enough and its surface deformation coincides with the settlement configuration of the subgrade. If the rigidity of the pavement prevents such conformity, the bending moment in the pavement due to its own weight is

$$M_p = C_m \gamma h L^2 \quad (33)$$

The ratio of pavement deformation and subgrade subsidence is

$$\frac{\Delta_p}{\Delta_{\max}} = \frac{M_p}{M_{\max}} = \frac{6C_m}{\pi^2} \frac{\gamma}{E'} \frac{L^2}{\Delta} \left(\frac{L}{h}\right)^2 \quad (34)$$

where the subscript p represents the pavement structure and m represents the subgrade, γ is the unit weight of pavement material and C_m is the coefficient of flexural bending and is approximately equal to 1/24 or less. In words, the rigidity of the pavement structure will minimize the effect of differential settlement of the ground. The magnitude of pavement deflection decreases with the increase of creeping modulus and thickness of pavement. Therefore, a properly designed thick pavement may equalize the differential settlement

the ground. However, if the actual wavelength of settlement configuration is such that

$$L < 2\pi \left(\frac{E_p'}{Y} \right)^{1/2} \left(\frac{\Delta}{L^2} \right)^{1/2} h \quad (35)$$

the pavement will crack and the surface of the pavement will deflect with the subgrade. After the cracking, the performance of the pavement will be governed by $\Delta/L^{1/2}$ of the subgrade. The pavement will become rougher and may require leveling maintenance. Therefore, differential settlement in soft ground is one of the most important but most difficult parameters in pavement design. It requires careful planning and soil exploration to determine the magnitude of settlement within a significant wavelength. If the pavement is properly designed for the differential settlement, the rigidity of the pavement can be used to modify the differential settlement. The pavement will be smooth, and the full amplitude of settlement will not be reflected on the pavement surface until the termination of the anticipated service life of the pavement.

REFERENCES

1. J. L. Burchett, Jr., et al., "Pavement Slipperiness Studies," Kentucky Department of Highways Research Report PB 191 157, March, 1970.
2. A. T. DiBenedetto, General Concepts of Adhesion, *Highway Res. Record*, no. 340, 1971.
3. F. R. Martin and R. F. A. Judge, Airfield Pavements, Problems of Skidding and Aquaplaning, *Civil Eng. Public Works Rev.*, London, December, 1966.
4. "Pavement Grooving and Traction Studies," NASA SP-5073, Langley Research Center, National Aeronautics and Space Administration, November, 1968.
5. M. R. Thompson, "Environmental Factors and Pavement Systems," Construction Engineering Research Laboratory Technical Report, March, 1970.

CHAPTER SEVEN

Mathematical Models for Pavement Systems

A. Equilibrium of Pavement Systems

Mathematical models are the tools by which engineers apply scientific principles to the solution of engineering problems even without the benefit of past experience. The solution is based on the physical requirements of a structure to withstand the anticipated external loads, postulated deformations and stresses in the elements, and the mechanical behavior of materials according to the basic laws of mechanics governing motion and force. Thus, a mathematical model consists of three submodels:

1. The equilibrium of the pavement system under the influence of external loads.
2. For a given supported condition, an evaluation of the deformations and stresses in the pavement elements.
3. A characterization of the fundamental properties of pavement materials and their effect on the equilibrium and stability of the pavement structure.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: BREVE DISCUSION DE LOS DIVERSOS FACTORES
QUE AFECTAN EL PROYECTO DE LOS PAVIMEN -
TOS.

PROFESOR: ING. ENRIQUE PADILLA CORONA

México, D. F., a 21 de febrero de 1974.

CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA:

4. BREVE DISCUSION DE LOS DIVERSOS FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS.

1. ESQUEMA DE TRABAJO DEL PAVIMENTO

2. TRANSITO

3. EFECTOS DEL CLIMA Y DEL MEDIO AMBIENTE EN LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

ING. ENRIQUE PADILLA CORONA

Variables de clima y condiciones regionales

o importante resaltar que una carretera es una estructura expuesta a muchos factores del medioambiente que pueden llegar a causar la falla, independientemente de los efectos del tránsito. Los mecanismos generales por los cuales estas variables afectan el comportamiento de los pavimentos son:

- a) El efecto en las propiedades ingenieras de los materiales, talis como su resistencia.
- b) El efecto en la integridad de los materiales, talis como la durabilidad y la desintegración físico-química.
- c) El efecto en equilibrios volumétricos y el equilibrio interno de esfuerzos en la estructura del camino.

Las variables principales de este tipo son: Temperatura, precipitación topografía e índice regional.

1) Temperatura

Para propósitos prácticos los factores de influencia en la temperatura pueden dividirse en extrínsecos e intrínsecos. Los factores extrínsecos son los condiciones locales del clima tales como temperatura del aire, radiación solar, vientos, precipitación, evaporación y condensación. Es evidente que la localización geográfica tiene una gran influencia en el clima de la región. Los factores intrínsecos se refieren generalmente a la emisión de ondas del terreno y las propiedades térmicas de los materiales. Las formaciones geológicas de la región tienen un efecto significativo en la contribución de los factores intrínsecos.

Para medir el efecto de la temperatura, la propiedad física más usada es la resistencia a la compresión o el módulo de elasticidad de el material. Por ejemplo, en la fig 7, se muestra el efecto de la temperatura en la resistencia del concreto de cemento Portland. La temperatura estándar de la prueba fue 70°F (21°C). Dentro de un rango de temperatura de 40° a 100°F

La resistencia relativa a la compresión o flexión decrece de 1.25 a 0.30, o sea que la resistencia del concreto decrece a altas temperaturas. En forma similar, pero mas pronunciada es la influencia de la temperatura en el concreto asfaltico, el modulo de elasticidad (Fig 8) decrece de 500 000 lb/pul² a 40°F a menos de 4 000 lb/pul² a 100°F.

El efecto de la temperatura en las propiedades físicas de las tenacijas se cumple por la humedad del terreno. Para una humedad dada, la resistencia de las tenacijas tiende a decrecer en la temperatura. Se ha reportado que ^{en} un suelo anilloso puede decrecer el modulo de elasticidad de 1.0 a 0.7 si la temperatura de la anilla se incrementa 60°F (Fig 9). Este cambio es similar al del concreto de cemento Portland.

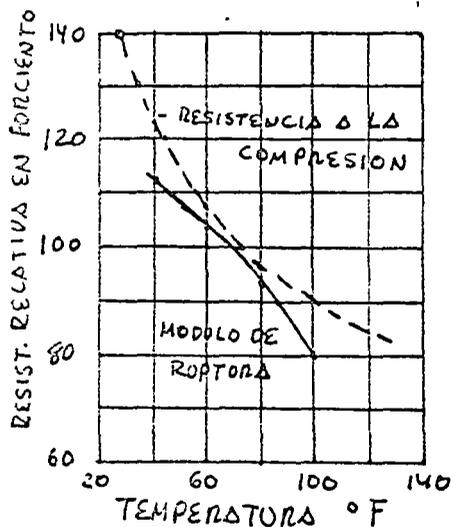


Fig. 7 EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

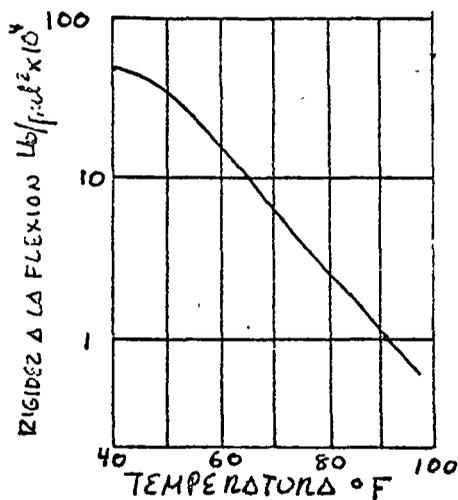


Fig. 8 EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO ASFALTICO

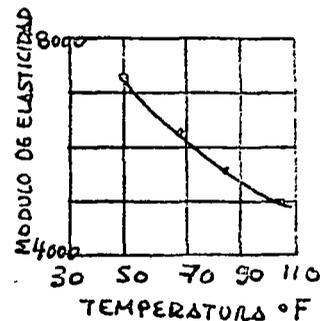


Fig. 9 EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA DE ARCILLA

Otra importante propiedad física afectada por la variación de la temperatura es el cambio volumétrico de los materiales del pavimento, que afectan de manera diferente a cada tipo de material.

En el caso del concreto de cemento Portland los cambios volumétricos debidos a la variación de la temperatura se traduce en una serie de esfuerzos tales como el de abaqueo de losas y esfuerzos por restricción de movimiento de ellas que dan como consecuencia

agrietamientos en el concreto. Sin embargo en este caso la investigación se ha progresado y se pueden calcular y prevenir en forma razonable (ver ref.).

En el caso del concreto asfáltico el problema es más complejo y aunque se han hecho trabajos en este campo, el diseño del concreto asfáltico desde el punto de vista ingenieril permanece como un arte.

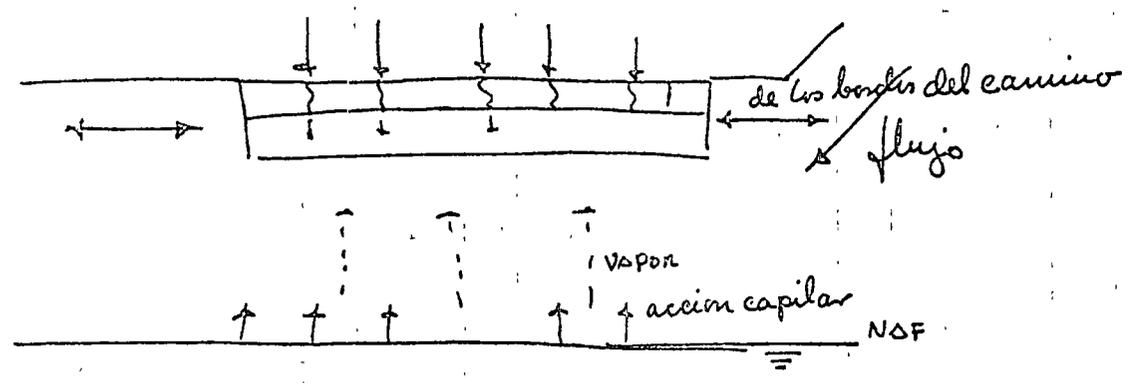
Por lo que se ha descrito, se puede ver que el efecto de la temperatura en los pavimentos de concreto hidráulico se puede tomar en cuenta en forma satisfactoria, mientras que en el caso de pavimentos asfálticos poco se ha podido desarrollar, un procedimiento para tomar en cuenta ese efecto, a no ser ciertas consideraciones prácticas como la de usar en determinados casos un cierto producto asfáltico en lugar de otro.

) Precipitación

El efecto de la lluvia en el comportamiento del pavimento es ampliamente reconocido, sin embargo, a causa de la complejidad del problema no es posible en la actualidad, diseñar tomando en cuenta en forma efectiva el efecto de las precipitaciones excepto en una forma cualitativa. El resultado más perjudicial de las lluvias es el debido a cambios de humedad en la estructura del camino, y se recurre en forma general, de que la humedad, en ciertas zonas durante la temporada de lluvias, en la estructura de un camino puede aproximarse al 100% de saturación. Un problema que se presenta al tomar los datos de precipitación es calcular el factor de intensidad de precipitación ya que periodos muy largos de precipitaciones de poca intensidad pueden ser más perjudiciales que periodos concentrados de alta intensidad ya que la cantidad de humedad absorbida por el suelo es mayor en el primer caso.

Las principales causas por las que pueden ocurrir cambios de humedad en la estructura de un camino son:

1. Flujo de agua hacia el camino de terrenos adyacentes mas elevados.
2. Elevación y descenso del nivel de aguas freáticas
3. Penetración del agua a través de la superficie del ~~pavimento~~ camino.
4. Transferencia de humedad de los acostamientos o terrenos adyacentes
5. " de agua a o del subsuelo.
6. " " " " por vapor, del subsuelo.



CONDICIONES QUE AFECTAN EL CAMBIO DE HUMEDAD DE UNA ESTRUCTURA DE CAMINO

La influencia del flujo de agua depende principalmente del gradiente hidráulico que es influenciado por la posición del agua adyacente y del coeficiente de permeabilidad de los materiales. Como se ve, en este caso la topografía tiene un papel muy importante.

El ascenso y descenso del NAF, esta estrechamente relacionado con la precipitación. Una posición elevada del NAF puede encontrarse después de una lluvia muy prolongada. El grado de fluctuación es gobernado por la permeabilidad del suelo. En materiales granulados la elevación del NAF, depende más de las características de drenaje que de la precipitación.

La filtración del agua a través de la superficie del pavimento es una de las causas principales de fluctuación de humedad de la estructura del camino. Es obvio que la intensidad y duración de la lluvia, así como la permeabilidad de la superficie del pavimento, tienen gran influencia en la velocidad de cambio de humedad.

En muchos caminos, la condición de humedad puede estabilizarse después de algunos cambios estacionales, sin embargo en los acotamientos y ^{areo}cerchas al camino, la humedad permanece inestable siendo en casos mas alta que en el interior, por lo cual se puede presentar una migración continua de humedad del borde hacia el interior, si no se provee de un drenaje interceptor del movimiento del agua.

La transferencia de humedad hacia o de las tenaceñas es quizas, el factor mas importante para estabilizar la humedad en la estructura. Si el NSF es bajo, el movimiento hacia abajo del agua que se filtra del pavimento tiene un flujo gravitacional.

La transferencia de humedad por vapor de las tenaceñas, se presenta solamente cuando el teneco tiene una temperatura mayor que la ambiente.

El control de la humedad de la estructura de un camino es muy difícil, sin embargo se pueden dar los siguientes lineamientos generales:

1. Mantener de ser posible el pavimento por encima del teneco natural.
2. Desarrollar un sistema de drenaje superficial adecuado para mejorar la coleccion del agua superficial y minimizar las filtraciones.
3. Proveer de subdrenes y sistemas de intercepción para drenar la humedad del suelo, antes de su migración al pavimento.
4. Mantener el NSF bajo, si es posible.
5. Sellas tanto la superficie del pavimento como los acotamientos para reducir la filtración del agua superficial.

A pesar de las medidas preventivas, muchos materiales de tenaceñas alcanzan un contenido de agua de equilibrio en exceso de su valor inicial. El contenido de agua final, es influenciado por el tipo de suelo, humedad inicial, peso volumetrico, años de servicio, topografía, posición y muchos otros factores. Cada problema en particular debe analizarse con detalle y adoptar ciertas medidas en el diseño para tomar en cuenta condiciones ademas ^{de humedad}.

Pruebas de diseño para condiciones de humedad adversas.

Se han hecho esfuerzos para tomar en cuenta, condiciones adversas de humedad. En algunas agencias o instituciones, como El cuerpo de Ingenieros de E.U.A., que usan métodos de diseño basados en pruebas de Valor Relativo de Soporte (CBR), saturan las muestras de terracúas durante cuatro días antes de efectuarles las pruebas de resistencia para el diseño. Las muestras para pruebas triaxiales también se saturan mediante diferentes técnicas.

Cuando se realizan pruebas de placa en el campo, como el suelo tiene diferentes grados de humedad dependiendo de la época en que se haga la prueba, es necesario tomar en cuenta la saturación subsiguiente por medio de pruebas de laboratorio. Es práctica común obtener dos muestras de suelo del sitio de cada prueba de placa. Una muestra se prueba en laboratorio (compresión) a su contenido de agua natural y la otra se prueba, después de saturada. La relación entre las dos resistencias se aplica a los datos de campo.

Otro método en el que se busca tomar en cuenta la precipitación es usar modificaciones, basadas en los registros de precipitaciones, de fórmulas o curvas de diseño. Este último procedimiento se usa en combinación con la saturación del laboratorio.

En algunos casos, las pruebas hechas en materiales saturados son muy severas. Por ejemplo, si los registros indican que es poco probable que la saturación tome lugar, esta técnica impone una restricción muy fuerte, en el espesor requerido de pavimentos.

Como se ha visto se han hecho esfuerzos para considerar el efecto de las precipitaciones al diseñar un pavimento, sin embargo las técnicas seguidas no han sido del todo satisfactorias, excepto en los casos extremos, por lo que todavía queda mucho por hacer en este campo.

Acción de la helada

Como este fenómeno no ha sido problema en México; se describe brevemente por tratarse de un efecto combinado de temperatura y humedad.

Se presenta en zonas donde la temperatura media del día, permanece con persistencia por debajo de los 0°C . Si a un material se le aplican temperaturas bajas en la parte superior, el calor va siendo absorbido tanto del suelo como del agua que contiene. El agua contenida en los poros gruesos del suelo se empieza a enfriar hasta que se congela formando cristales, mientras que el agua que llena los poros finos del suelo, permanece en estado líquido debido a que está fuertemente comprimida por las fuerzas moleculares de la partícula de suelo, siendo su punto de congelamiento bajo los 0°C . En cambio en los poros gruesos se forman pequeños cristales a esa temperatura ya que el agua se encuentra en condiciones normales salvo la pequeña película de agua que rodea a la partícula de suelo, por las mismas razones que el agua contenida en poros finos. Por un fenómeno no explicado, los cristales de agua sirven de núcleos de concentración y atraen el agua no helada de los poros finos, originando un flujo de las capas inferiores a las superiores, formando finalmente lentes de hielo.

Para que se produzca el fenómeno se necesitan tres condiciones

1. Que el suelo sea susceptible a la helada.
2. Que exista una fuente abastecedora de agua
3. " " un frío intenso y continuado

Los efectos de la acción de la helada son de dos tipos:

- 1) Como al congelarse el agua, aumenta 9% su volumen, los cristales de hielo tienden a levantar el pavimento en forma irregular originando desigualdades intolerables en la sup. del pavimento
 - 2) La humedad del suelo aumenta considerablemente en sus capas superiores a costa del agua tomada de las capas inferiores. Al llegar el deshielo y fundirse los cristales, disminuye la resistencia del suelo al aumentar considerablemente su humedad.
- Los suelos más susceptibles a la helada son los limos y arcillas no plásticas

3) Topografía

Heimos visto al tratar el efecto de la temperatura y la precipitación, como la topografía del terreno ayuda tanto a mitigar como a acentuar los efectos climáticos, siendo por lo tanto una variable muy importante dentro de las condiciones regionales.

4) Índices Regionales

El índice regional permite comparar dos secciones de pavimento estructuralmente iguales en diferentes condiciones de clima y regionales en función de la "resistencia relativa" y del "factor regional".

La variable "resistencia relativa" (o resistencia de conjunto relativa) se describe como una medida del efecto del clima o el efecto de otros factores como la localización o el efecto de una combinación de estos factores en el comportamiento de los pavimentos. Por ejemplo, si se mide la deflexión en un pavimento asfáltico, bajo una carga, la magnitud de la deflexión dependerá de la estación del año en que se realice la medición. La relación de la deflexión tomada en la época más favorable (desde el punto de vista resistencia) a la tomada en cualquier otra época es una variable dependiente del clima que mide la resistencia relativa del pavimento en el momento en que se determina la deflexión. Por otra parte, dos pavimentos idénticos pero situados en zonas diferentes, después de un período de tiempo tendrán deflexiones, promedio de las cuatro estaciones, muy diferentes. La relación de estos dos promedios es una variable dependiente de la localización que mide el efecto regional en el comportamiento del pavimento.

"Factor regional", esta variable expresa la diferencia entre el comportamiento observado de pavimentos localizados en regiones bien definidas y el comportamiento observado de pavimentos de diseño similar de los que se comen perfectamente tanto sus características como su comportamiento.

Práctica actual en México.

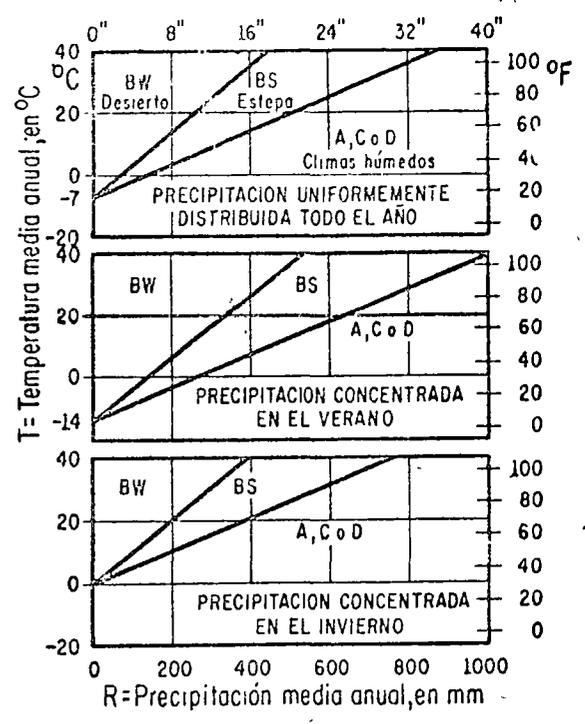
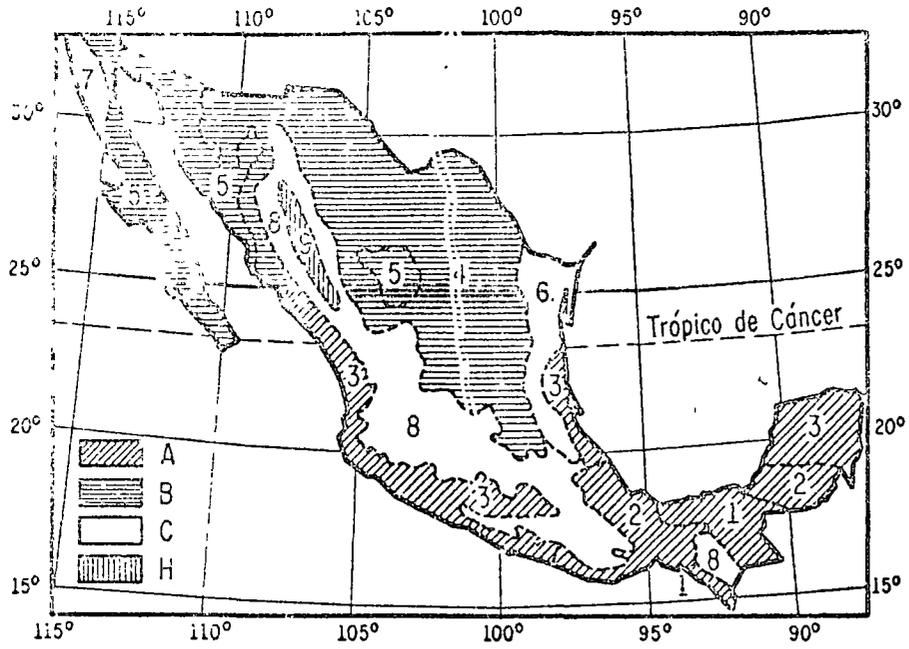
En México, la resistencia de las terracerías en ciertas zonas climáticas tiene fuertes variaciones estacionales. La mayor parte de las fallas se producen durante la época de lluvias o inmediatamente después; por otra parte, el problema de congelación y deshielo, no se presenta en forma notable, siendo el factor más importante el contenido de agua de equilibrio o el más desfavorable cuando las variaciones estacionales son de importancia o haya problemas especiales durante la construcción.

Según la práctica actual de la Secretaría de Obras Públicas, que utiliza como prueba de resistencia la prueba de Valor Relativo de Soporte, trata de tomar en cuenta el efecto climático regional, recomendando preparar los especímenes que se van a someter a la prueba de resistencia de diseño, según la tabla siguiente:

Grado de compactación en %	CONTENIDO DE AGUA DURANTE LA PRUEBA EN %	
	Variante 1 Cantera en buen drenaje y zona de precipitación baja a media.	Variante 2 Cantera en drenaje deficiente y región de precipitación media o buen drenaje precipitación alta.
100	w_0	w_0
95	w_0	$w_0 + 1.5$
90	w_0	$w_0 + 3.0$

Sin embargo, según experiencias llevadas a cabo por el Instituto de Ingeniería, estas pruebas tienen limitaciones fuertes y en los trabajos experimentales que tiene el Instituto, no mostraron correlación alguna con el comportamiento de las diferentes secciones estructurales. (ver ref. 3)

Para lograr una experiencia adecuada en la estimación de los coeficientes de contenido de agua en la república es necesario realizar una zonificación climática, para lo cual, el Instituto de Ingeniería, recomienda utilizar el



PRIMERA LETRA

SEGUNDA LETRA

TERCERA LETRA

A,C,D - Suficiente calor y precipitación para el crecimiento de árboles grandes
 A - Climas tropicales. Todas las temperaturas medias mensuales mayores de 18°C
 B - Climas secos. Fronteras determinadas mediante las gráficas T-R
 C - Climas templado calurosos. Temperatura media del mes más frío entre 18° y -3°C
 D - Climas de nieve. Temperatura media del mes más caluroso mayor de 10°C, del mes más frío menor de -3°C
 E - Climas polares. Temperatura media del mes más caluroso menor de 10°C

S - Clima estepario*
 W - Clima desértico*
 f - Suficiente precipitación todos los meses
 m - Clima de selva, a pesar de una estación seca
 s - Tiempo seco en verano
 w - Tiempo seco en invierno
 * Fronteras determinadas por gráficas T-R. Solo se usa en combinación con la primera letra B

a - Temperatura media del mes más caluroso, mayor de 22°C
 b - Temperatura media del mes más caluroso, menor de 22°C (por lo menos cuatro meses tienen medias mayores de 10°C)
 c - Menos de cuatro meses tienen medias mayores de 10°C
 d - Igual que c, pero la media del mes más frío menor de -38°C
 h - Seco y caliente. Temperatura media anual mayor de 18°C
 k - Seco y frío. Temperatura media anual menor de 18°C
 H - Clima de montaña. Extremoso, tipo alpino

CLIMAS				REGIMEN PLUVIOMETRICO	PRECIPITACION ANUAL EN m	TEMPERATURA DATOS TÍPICOS			CIUDADES REPRESENTATIVAS	
						ANUAL	MENSUAL			
							máx.	mín.		
A	TROPICAL	Afa	1	Ecuatorial, tipo amazónico caluroso regular	Lluvias conveccionales muy abundantes casi todo el año	2000 a 3000	25.0	28.0	21.0	Villahermosa, Coatzacoalcos, Tapachula
		Ama	2	Subecuatorial, tipo sudanés caluroso regular	Lluvias conveccionales con dos estaciones	1000 a 2500	24.9	27.6	20.8	Tierra Blanca, Cd del Carmen, Salina Cruz, Cordoba, Orizaba
		Awa	3	Tropical, tipo senegalés variaciones térmicas	Tropical con lluvias conveccionales en verano y otoño	Inferior a 2500	27.1	28.6	25.6	Veracruz, Acapulco, Manzanillo, Mazatlán, Mérida, Chetumal, Campeche
B	SECO	Bsk	4	Estepario, tipo senegalés o tipo sirio Caluroso o templado medio, oscilaciones térmicas sensibles	Semejante al desértico	100 a 500	16.9	21.8	12.4	Torreón, Saltillo, Monclova, Laredo, Guaymas, Monterrey
		BWh	5	Desértico, tipo sahariano extremo	Desértico	60 a 200	23.0	38.8	17.4	Cuatro Ciénegas, Sta. Rosalía Mexicali, La Paz
C	SUB TROPICAL	Cfa	6	Subtropical mediterráneo con influencia de monzón tipo chino caluroso medio, oscil term notab.	Tropical con precipitaciones torrenciales en verano lluvias ciclónicas en invierno	Aprox. a 1000	23.5	29.0	16.4	Matamoros, Ciudad Victoria, Tampico
		Csb	7	Mediterráneo, tipo portugués templado medio, veranos secos y calientes	Mediterráneo con lluvias ciclónicas en invierno	400 a 700	16.6	20.4	13.0	Ensenada, Zaragoza
		CWh	8	Subtropical de altura, tipo mexicano. Templado regular	Tropical, con lluvias conveccionales en verano y parte del otoño	300 a 1000	15.5	18.3	12.3	México, Guadalajara, Puebla, León, Aguascalientes, Zacatecas, San Cristobal las Casas, Oaxaca
H	DE MONTAÑA	H	9	De montaña, extremo tipo alpino	—	—	10.5	15.5	5.5	Ciudad Guerrero, Casas Grandes, Temoachic, El Salto

Fig 10 Clasificación de climas, basado en el sistema Köppen-Geiger

clima Köpper-Geiger (fig 10), en el cual es posible subdividir la república en tres grandes regímenes representativos de sus condiciones climatológicas. A su vez, cada una de las zonas puede subdividirse para tomar en cuenta condiciones particulares en aquellos casos en que se juzgue conveniente realizarlo.

En la actualidad se lleva a cabo un programa de investigación que tiene entre sus metas, definir más ceteramente las zonas climáticas así como obtener valores tanto de resistencias relativas, factores regionales y de humedades de equilibrio en el fin de poder incluir el efecto de estas variables, en una forma adecuada en el método de diseño de pavimentos.

En resumen, las variables climatológicas regionales pueden considerarse como factores modificadores de ciertas variables estructurales, principalmente en lo que se refiere a resistencias iniciales de las diversas capas de la estructura de un camino, sin embargo los métodos de prueba en uso son aparentemente inadecuados para tomar en cuenta estos efectos regionales.

Bibliografía

E. J. Yoder "Principles of Pavement Design" Ed. J. Wiley
cap 5 pag. 123 a 143 (1967)

Hui C. Yang. "Design of Functional Pavements" Ed. McGraw Hill Co.
cap. 6. pag 138 a 158 (1972)

S. Como Caballero "Diseño de Pavimentos Flexibles. Comportamiento de los Tramos Experimentales" Informe No 240 UNAM (1970)

J. L. Escario, V. Escario, E. Balaguer "Caminos" Tomo II. Tip. Artística
pag 1032 a 1042 (1964).

F. H. Servier, W. M. Moore "Standard Measurements for Satellite Road Test Program" Highway Research Board NCHRP-59 (1968)



APLICACION DE LA INGENIERIA DE SISTEMAS AL
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS.

ING. ENRIQUE PADILLA CORONA.

Ingeniería de Sistemas aplicada al comportamiento estructural de pavimentos

Un pavimento es una estructura compleja que se sujeta a muchas diferentes combinaciones de cargas y de efectos ambientales. A causa de la dificultad para evaluar las características de los materiales y el comportamiento del pavimento así como sus interrelaciones, se necesita contar con una herramienta adecuada que permita llegar a la solución del problema de diseño de pavimentos. Un examen exhaustivo de las técnicas disponibles para analizar tan complejas relaciones, revela que el concepto de ingeniería de sistemas puede ser el apropiado para la evaluación de las estructuras de pavimentos.

El uso de la ingeniería de sistemas permite contar con un medio de organización de las diferentes partes del problema, presentándolo dentro de un esquema entendible, siendo por lo tanto necesario para atacar el problema además de tener una definición general del problema, contar con estudios más profundos que puedan llevar hasta la solución del problema.

Ellis y Ludwig (1), dan una definición de sistema que puede aplicarse a sistemas de carreteras.

"Un sistema es algo que completa un proceso operacional; el cual es alguna cosa operada en alguna forma para producir algo. Lo que opera se le llama entrada, lo que se produce salida y la operación completa es llamada el sistema. El sistema es un dispositivo, procedimiento o esquema que funciona de acuerdo a alguna descripción y su función es operar con información y/o energía y/o materia en un cierto tiempo para producir información y/o energía y/o materia y/o servicios."

Dommusche y Jauderman (2), usan el término "ingeniería de sistemas" para describir un enfoque integrado para la síntesis de sistemas completos que se diseñan para realizar diferentes tareas las que se espera se efectúen con la mayor eficiencia. Por lo tanto, el término ingeniería de sistemas se usa para describir un enfoque que ve un sistema total de componentes como una entidad, mas que como un ensamble de partes individuales o sea un sistema en que cada

componente se diseña para funcionar adecuadamente en los demás componentes, mas que por su función por si mismo.

El enfoque sistemas enfatiza los factores y las ideas que son comunes en la operación adecuada de partes relativamente independientes de un todo integrado. Por otra parte, la operación aceptada del todo es el objetivo principal del sistema. Las partes individuales y equipos puede que no sean operados de la manera mas eficiente en un tiempo en particular, sin embargo en el interés del sistema completo, la acción en el tiempo en particular debe ser concordante con los demás requisitos del sistema para el periodo completo de interés.

El diseño de sistemas a gran escala es agobiante si se ataca todo el problema al mismo tiempo, pero haciendolo por partes se simplifica, para lo cual es necesario subdividirlo en un cierto número de formas tanto conceptuales como operacionales pero bajo un cierto orden para poder formular el problema como un todo. También es importante en ingeniería de sistemas, dividir el problema en sub-sistemas para analizar y desarrollar modelos apropiados, matemáticos o físicos para todo el sistema. Tales modelos son simplificaciones inevitables del mundo natural tan complejo, pero iteraciones sucesivas en la solución del modelo hará posible incrementar la complejidad y la aceptabilidad del modelo y de sus soluciones.

Cualquier sistema tiene un cierto número de características que pueden relacionarse a los objetivos de las subfunciones individuales dentro del sistema o que pueden ser objetivos del sistema total. Estas características pueden ser cosas tales como simplicidad, facilidad de conservación, costo bajo, vida larga y/o buen comportamiento, los cuales pueden requerirse simultaneamente o en tiempos diferentes (por ejemplo, el concreto asfáltico provee de larga vida o durabilidad a costo mínimo). Bajo estas condiciones, en muchas ocasiones se requieren algunos compromisos (Un incremento en el contenido de asfalto para incrementar la durabilidad puede resultar en una perdida de resistencia y de resistencia al deslizamiento).

En algunos sistemas como un viaducto típico se pone énfasis en el

comportamiento en poca conservación, mientras el costo se considera poco significativo. Algunos otros sistemas tales como canchales locales son muy sensitivos al costo y menos a otros factores como la confiabilidad. A causa de las diferencias en cada caso, es necesario que cada sistema se considere desde su base y que los méritos relativos de los diferentes objetivos se consideren en orden de importancia. El establecer ese orden es función del ingeniero de caminos.

Aplicaciones del enfoque de sistemas.

El sistema puede considerarse como una "caja negra" (fig 1), equipada con un conjunto de terminales accesibles y obedeciendo una ley o un conjunto de leyes físicas. Muchas veces, es conveniente separar las cantidades que caracterizan el sistema en tres categorías:

- 1) Variables de excitación. El estímulo externo que influencia la respuesta del sistema.
- 2) Variables de respuesta. Los aspectos del funcionamiento del sistema que son de interés para el investigador, y
- 3) Variables intermedias, las que no son ni de excitación, ni de respuesta.

Más que referirse al sistema como una caja negra, se puede describir como un objeto físico que transforma las variables de entrada o de excitación ^{en} para las variables de respuesta o salidas en alguna forma.

Si un proyectista puede definir un sistema de pavimento a tal grado de poder predecir la respuesta a un conjunto dado de entradas con un mínimo de complejidad, como se ilustra en la fig 1, habrá satisfecho el punto de vista operacional. Desafortunadamente la mayoría de los problemas de sistemas que tratan los ingenieros civiles, en forma particular los de transportes, no tienen solución si no se conoce que es lo que está dentro del sistema o "caja negra".

Los aspectos científicos e ingenieriles de un problema de sistemas, usualmente tienen un espectro amplio de actividades:

- 1) El uso de observaciones físicas para determinar las leyes que rigen

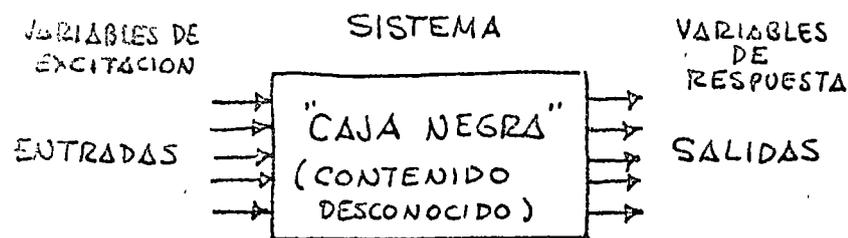


FIG. 1 SISTEMA DE "CAJA NEGRA".

su comportamiento.

- 2) El establecimiento de modelos matemáticos que se aproximen al fenómeno físico.
- 3) El diseño de un sistema para predecir el funcionamiento usando modelos matemáticos, y
- 4) La realización física del modelo matemático.

Por lo tanto, es esencial que la ingeniería de sistemas se habilite para formular el sistema en términos de un modelo matemático o físico o de no ser posible, el sistema deberá simularse en alguna forma real para observar las salidas necesarias.

Otro precepto importante de la ingeniería de sistemas es que deben considerarse un cierto número de métodos alternativos de diseño y que el método que se utilice debe ser el más adecuado para conocer las necesidades del sistema.

Sistemas aplicados a pavimentos.

Teniendo discutidos las generalidades del análisis de sistemas, se puede enfocarse al desarrollo de una descripción del sistema pavimento. En muchas ocasiones es conveniente relacionar el sistema del pavimento en la "caja negra" de la fig 1, en la que el contenido no es completamente discernible. La caja acepta en forma de entradas el tránsito y las variables del medio ambiente y produce respuestas por desarrollo dentro de su estructura de un estado mecánico el que, en el caso de un diseño acertado, sustenta las variables de entrada un cierto tiempo. El proceso básico de diseño involucra diferentes operaciones:

- 1) Deben identificarse y describirse cuantitativamente en forma apropiada las variables de entrada y de respuesta.
- 2) Deben adoptarse métodos de selección tanto para materiales como para técnicas de construcción.
- 3) Deben medirse ya sea directamente en el sistema o por algún tipo de simulación la respuesta del sistema para todas las clases de entrada que se esperen que ocurran.
- 4) Debe juzgarse en un criterio de aproximación, la calidad de la respuesta o la medida del comportamiento del sistema.
- 5) Debe permitirse cualquier modificación del sistema que trate de aproximarse lo más posible a la condición óptima.

Para tratar cuantitativamente las ideas descritas, es necesario definir los términos y las operaciones con más precisión. Las entradas del sistema consisten de tránsito, medioambiente, construcción y conservación a más de otras cosas. El efecto del tránsito es el de imponer ciertos esfuerzos en el pavimento. La entrada del medioambiente consiste entre otras cosas de la temperatura y la humedad en el sistema, aunque en ocasiones puede haber efectos químicos como el uso de sales para derretir nieve. La respuesta consiste en la generación de un estado mecánico cuantificado en términos de deformaciones o esfuerzos internos.

El sistema del pavimento (por sí mismo) es caracterizado por las propiedades de los constituyentes individuales, su arreglo y el método por el cual el sistema es construido. La función del sistema se define como el operador que describe la forma en que el pavimento acepta una entrada y produce una respuesta. Por lo tanto, la función del sistema es evidentemente una propiedad intrínseca del sistema de pavimento y puede ser afectada por el transcurso del tiempo y por sus propias entradas como en el caso particular de la entrada "sobrecarga". La entrada del medioambiente puede influenciar grandemente la respuesta de la entrada del tránsito.

Es bueno hacer la observación que para un sistema particular es posible aunque no siempre práctico el no mirar dentro de la "caja negra". La alternativa sería llevar a cabo una serie de experimentos en que las entradas

sistema y medioambiente se mantienen dentro del sistema y se mide la respuesta. Se pueden usar varias "cajas" alternativas y comparar sus respuestas y en base a la evaluación de estas respuestas, puede establecerse una medida del comportamiento del sistema. El comportamiento es, en algún sentido una medida de la calidad de la respuesta. Evidentemente una medida objetiva del comportamiento deberá involucrar conceptos mecánicos y económicos del sistema. Para obtener un diseño óptimo, es necesario ir alterando la estructura del sistema hasta que se alcance una relación mecánica-económica máxima para un rango dado de variables de entrada. Algunas pruebas de cameteras y estudios satélites caen dentro de esta clase de experimentos de "caja negra".

Las desventajas más importantes de este tipo de experimentos es que no son predictivos, es decir cambios en las entradas o cambios en el sistema que caigan fuera del rango cubierto por el experimento deben examinarse por extrapolación más que por interpolación. Además, el gran número de variables involucradas en el sistema (entradas, respuestas y funciones del sistema), exageran la tarea experimental en forma notable. Consecuentemente es altamente deseable fundamentar tanto como sea posible la descripción del sistema en una base racional, de manera que la simulación de la operación del sistema pueda efectuarse y que los estudios de optimización del diseño, puedan llevarse a cabo en estos sistemas simulados, antes de la validación en el campo. Por esta razón, la formulación del sistema es el paso siguiente.

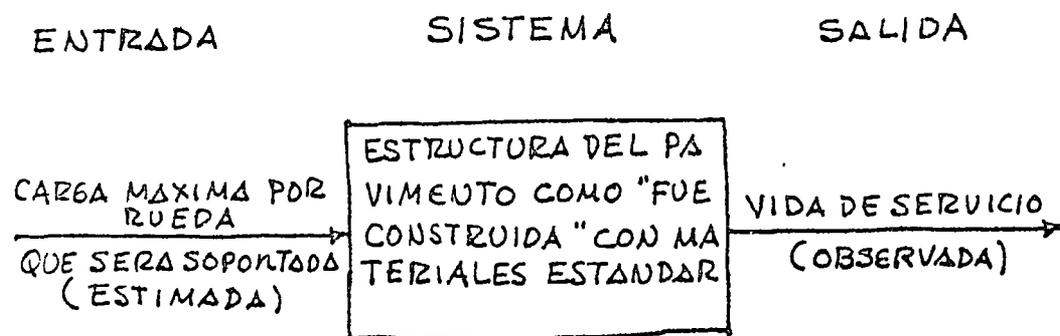


FIG 2. DIAGRAMA DEL SISTEMA DE METODOS ANTIGUOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS.

Desarrollo de fases en un sistema.

Cualquier sistema se desarrolla en una serie de fases, que se repiten tal como van sucediendo. En el primer enfoque, el esquema general del sistema y una estimación significativa de su comportamiento pueden dibujarse o desarrollarse por ingenieros expertos en la materia, usando reglas de estimación para algunos parámetros de entrada y omitiendo muchos otros. La fig. 2, es un ejemplo de un diagrama sencillo de sistema de los métodos de diseño de pavimentos antiguos.

El ingeniero de pavimentos observa el comportamiento de esos pavimentos y repite la construcción de los que se han comportado bien. Los diseños que han tenido un comportamiento pobre los discontinúan o los modifican para usos futuros. En fases sucesivas el diseño se afina con mayor detalle en la evaluación del comportamiento y el diseño de interconexiones en el sistema que se llevan a cabo con mejores especificaciones. Este es el caso del desarrollo de los diseños de sistemas estructurales de pavimentos.

La fig 3, muestra un diagrama de bloques que representa la evolución de las técnicas actuales de diseño de pavimentos. Estas se desarrollaron en un principio a través de observaciones de funcionamiento del pavimento y su uso para modificar especificaciones de materiales y procedimientos de prueba como se muestra en la figura. Los métodos resultantes son en un principio empíricos, aunque los diseños se pueden expresar como ecuaciones y los valores de prueba de los materiales son en ocasiones referidos a una teoría matemática (por ejemplo el módulo de Young, de elasticidad).

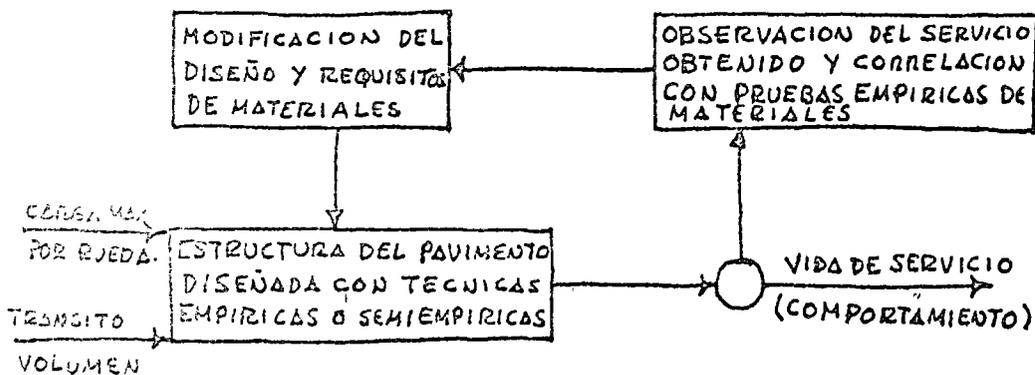


Fig. 3 DIAGRAMA DE BLOQUES DE TÉCNICAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS

Formulación del sistema del pavimento

Una gran cantidad de trabajo debe hacerse antes de poder formular una descripción real y verdadera del sistema del pavimento. Debe conocerse bastante acerca de las relaciones e interacciones de las distintas clases de variables de entrada. También es fundamental desarrollar algún tipo de modelo matemático o función de transferencia para describir las relaciones en el sistema y si es posible, hacerlo a través de observaciones del funcionamiento del pavimento y empleo de la teoría para tener formulaciones más reales del sistema de pavimento, como se muestra en la fig. 4. Esta ~~gráfica~~ gráfica no intenta presentar un desarrollo exhaustivo de los detalles de dicho sistema, sino que procura mostrar como se interrelacionan varios de los factores que intervienen en el diseño de un sistema de pavimento.

Los aspectos importantes de la descripción del sistema incluye: entradas, características físicas, respuesta, salidas y criterios de decisión.

Las entradas al sistema incluyen las variables de carga, ^{de medio-}ambiente, de construcción y de conservación. Estas variables no son independientes sino que están afectadas por otras como lo indica la interacción mostrada. Estas variables son estocásticas por naturaleza y por lo tanto son difíciles de especificar y predecir.

Las características físicas del sistema incluyen entre otras cosas, las medidas geométricas tales como ángulos y espesores, y las propiedades básicas que caracterizan el empotramiento del pavimento.

La respuesta del sistema incluye el comportamiento del sistema físico cuando se sujeta a entradas tales como cargas o temperaturas. Estas son usualmente medibles en función del estado mecánico como deflexiones, esfuerzos o deformaciones. Cuando estas respuestas llamadas primarias, alcanzan un valor límite, algún tipo de deterioro ocurre en forma de ruptura, distorsión o desintegración. La salida del sistema se mide por la gente y mercancías (aplicaciones de carga) transportados.

El criterio de decisión también es esencial en la formulación de sistemas, e incluye una variedad de factores tales como fondos disponibles, costo, confiabilidad y calidad de rodamiento. Estos factores se combinan en una forma apropiada para seleccionar el nivel apropiado de aceptabilidad para un propósito particular. Este nivel de aceptabilidad provee de una base para comparar y optimizar el resultado del sistema o comportamiento del pavimento.

La retroalimentación y la interacción son parte importante de este y de cualquier sistema pero son muy difíciles de cuantificar y relacionar matemáticamente. Hay mucho por hacer en relación con estos factores, pero el enfoque de sistemas provee de la herramienta necesaria. El diagrama de la fig 4, indica por ejemplo, que al dañarse el pavimento se incrementa su rugosidad y genera incrementos tanto en costos de conservación como en el efecto de las cargas dinámicas.

Es muy útil el mostrar las interrelaciones del sistema en forma gráfica como en la fig 4, ya que el siguiente paso es tratar de encontrar una solución adecuada del problema, sin embargo es necesario desarrollar algún tipo de modelo matemático o función de transferencia para describir las relaciones del sistema, ya que eso permitirá el uso de computadoras electrónicas en la toma de decisiones, las que se harán sin ningún prejuicio. Estos modelos serán complejos a causa de que en última instancia ^{serán} serán estocásticos para tener una simulación adecuada del sistema real de pavimento. Asimismo deberán desarrollarse más criterios de decisión específicos para usarse en el proceso.

La necesidad de mejorar estos métodos de evaluación de sistemas de pavimento crecerá a medida que crezca la demanda del pavimento, se incrementen los costos y continúe multiplicándose la compleja variedad de los materiales usados en la construcción de pavimentos.

Fuente.

- W. N. Hudson y B. B. McCullough SYSTEMS FORMULATION "Development of SAMP, An Operational Pavement Design System". NCHRP. 1-10 4/1/10.1 Highway Research Board (1970).

Bibliografía

1. D. O. Ellis y F. J. Ludwig "Systems Philosophy". Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey (1962).
2. D. O. Dornasch y C. W. Landman "Principles Underlying Systems Engineering" Pitman Publishing Corporation, New York (1962)
3. W. N. Hudson, F. N. Finn, B. F. McCullough, K. Nair y B. A. Vallentya, "Systems Approach To Pavement Design". Antecim Report, NCHRP Project 1-10, Materials Research and Development, Inc. (1968)

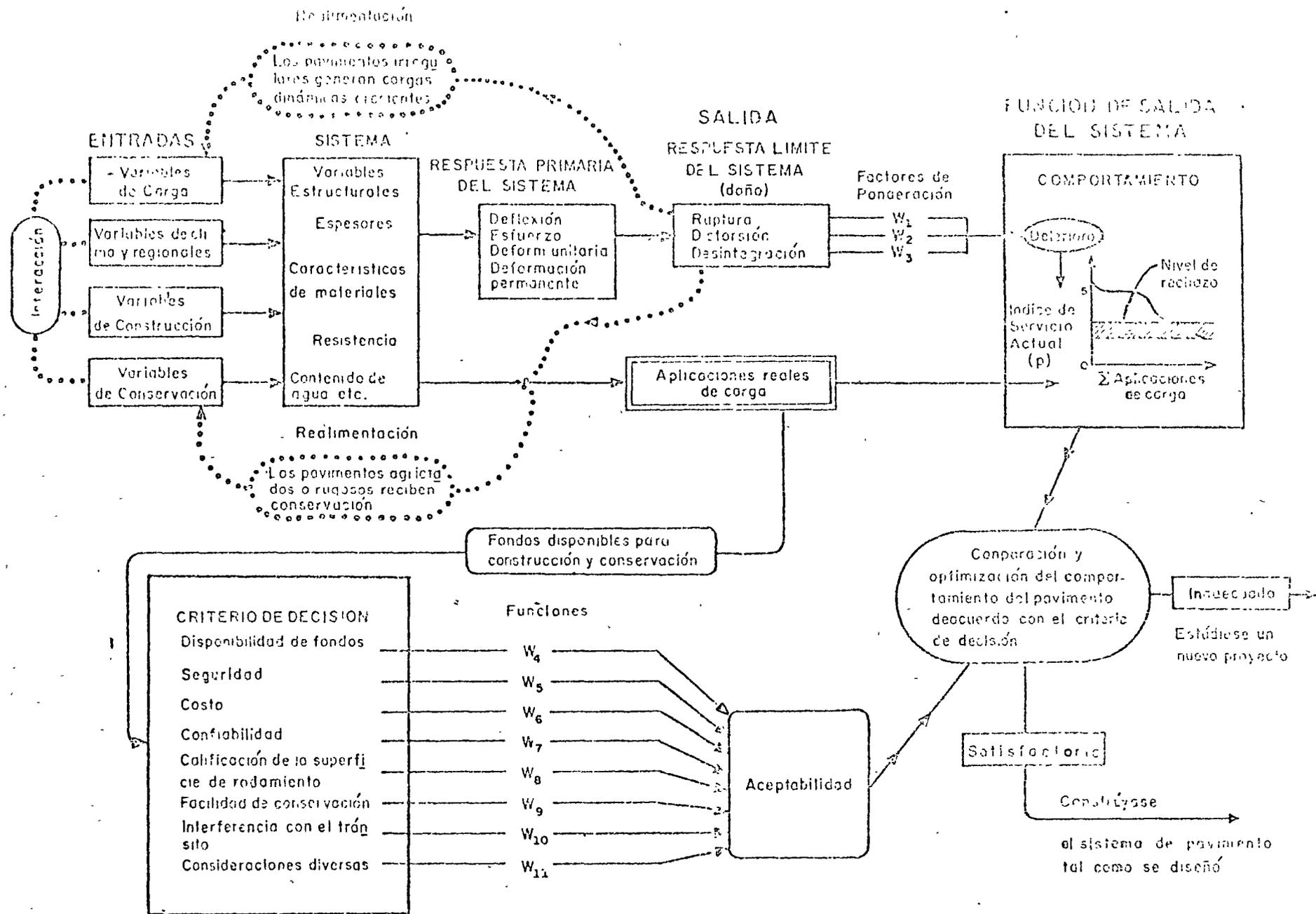


Fig 4 Sistema Ideal de pavimento

ENTRADAS

SALIDAS

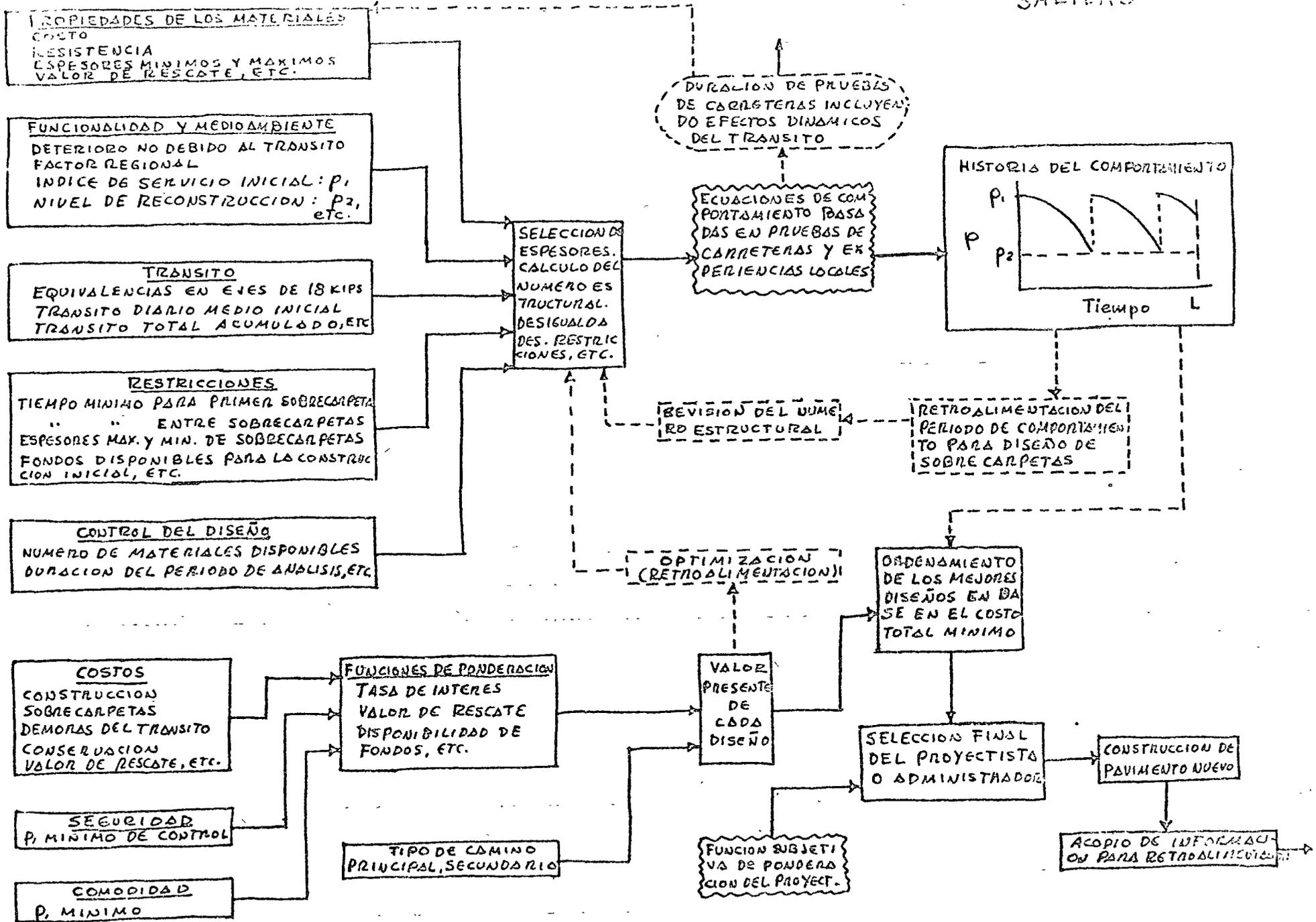


FIG. SISTEMA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS ASFALTICOS PARA CARRETERAS (SAMP, HRB)



- c. 160 000 pound dual truck in (37.5 inches by 61 inches e-c) 267-square-inch contact area per wheel

SELECTED REFERENCES

1. Bradbury, Royall D., "Reinforced Concrete Pavement," Wire Reinforcement Institute, Washington, D.C., 1938.
2. Casagrande, A., and W. L. Shannon, "Research on Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soils and Soft Rocks Under Transient Loading," Harvard University Soil Mechanics Series No. 31, June 1948.
3. California Division of Highways, "Materials Manual of Testing and Control Procedures," Vol. I, Sacramento, California.
4. Civil Aeronautics Administration, "Airport Paving," U.S. Government Printing Office, 1956.
5. Corps of Engineers, "Engineering and Design, Rigid Airfield Pavements," EM 1110-45-303, 1958.
6. Corps of Engineers, "Study of Channelized Traffic," Waterways Experiment Station Technical Memorandum 3-426, Vicksburg, Mississippi, February 1956.
7. Corps of Engineers, "Closing Discussion," *Transactions*, ASCE, Vol. 115, 1950.
8. Hampton, D. and E. J. Yoder, "The Effect of Rate of Strain on Soil Strength," *Proceedings*, Purdue Road School, 1958.
9. Highway Research Board, "Final Report on Road Test One-MD," Special Report No. 4, 1952.
10. Highway Research Board, "The WASHO Road Test, Part 2, Test Data, Analyses, Findings," Special Report 22, 1955.
11. Horonjeff, Robert, and John Hugh Jones, "The Effect of Traffic Upon Runway Cross-Section," ASCE Separate No. 720, June 1955.
12. McDowell, Chester, "Triaxial Tests in Analysis of Flexible Pavements," Highway Research Board Report 16-B, 1954.
13. McLeod, Norman W., "Flexible Pavement Thickness Requirements," *Proceedings*, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 25, 1956.
14. Mellinger, Frank M., James P. Sale, and Thurman R. Wathen, "Heavy Wheel Load Traffic on Concrete Airfield Pavements," *Proceedings*, Highway Research Board, 1957.
15. Philippe, R. R., and F. M. Mellinger, "Structural Behavior of Heavy-Duty Concrete Airfield Pavements," *Proceedings*, Highway Research Board, 1952.
16. Portland Cement Association, "Concrete Pavement Design, for Roads and Streets Carrying All Classes of Traffic," Portland Cement Association, 1951.
17. Seed, H. B., C. K. Chan, and C. L. Monismith, "Effects of Repeated Loading on the Strength and Deformation of Compacted Clay," *Proceedings*, Highway Research Board, 1955.
18. Yoder, E. J., "Pumping of Highway and Airfield Pavements," *Proceedings*, Highway Research Board, 1957.

Climate

One of the most important factors affecting pavement performance is that of climate, including frost action and precipitation. In its broadest sense, frost action includes both frost heave and loss of subgrade support during the frost-melt period. As a general rule, the term frost action is a collective one and, when used by highway and airport engineers, includes all the effects of freezing temperatures upon pavement performance.

The structural damage of pavement during the spring thaw may result in very high maintenance costs and in some cases may be of such magnitude to require posting the road and prohibiting the use of heavy loads during the critical period. The economic loss to the public resulting from shutdown of certain roads may be very high.

The effect of rainfall on pavement performance has not received as much attention as that of frost action. Nevertheless, since the load-bearing capacity of a pavement is determined to a large extent by the strength of the subgrade soil, increases in moisture content due to adverse rainfall or drainage conditions may result in pavement breakup. A certain degree of interrelation exists between frost action and rainfall. Thus, the detrimental effects of frost action, in particular loss

of strength during the frost melt period, are determined by rainfall, as well as depressed air temperatures. If a subgrade is kept dry throughout the year and adverse moisture conditions are kept at a minimum, the problem of frost action is minimized.

Rainfall will also be recognized as a problem when dealing with pumping of rigid pavements and shrinkage and swell of certain subgrades. The extent of damage due to climatic variables will depend on a combination of factors, including type of pavement, type of subgrade, type of base course, and amount of traffic which will use the pavement.

FROST HEAVE

The term frost heave refers to a raising of a portion of the pavement as a direct result of the formation of ice crystals in a frost-susceptible subgrade or base course. The mechanics of the frost-heaving phenomenon are extremely complex and include many factors. It is important for the engineer to recognize that for frost heave to take place all of certain factors must be present. The factors include (1) a frost-susceptible soil, (2) slowly depressed air temperatures, and (3) a supply of water. If any of the above factors are not present, a true frost heave will not result.

When water freezes, it will expand about 9 per cent of its original volume. Therefore, expansion of the soil water during the freezing process is not sufficiently great to account for heaving of several inches to several feet. Referring to Figure 5.1, the mechanics of frost heaving, or more accurately ice segregation, can be visualized as follows. If depressed temperatures are applied at the top of a soil specimen and heat is gradually removed from the soil and soil water, water in the soil pore spaces will cool until freezing takes place. In

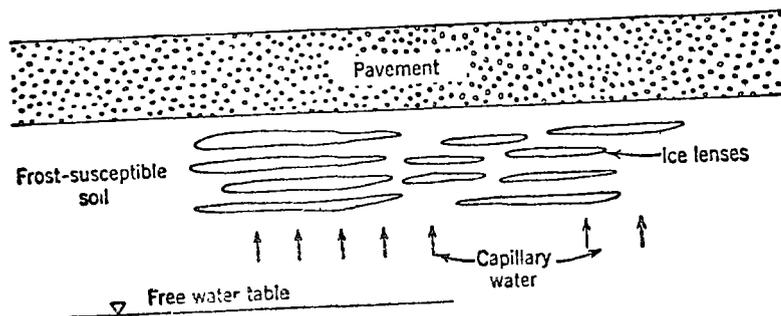


Figure 5.1. Mechanics of frost heave.

some cases the water may become supercooled and remain in a liquid state at temperature well below the freezing temperature of water (32°F).

Next, the supercooled water and ice will have a strong affinity with a result that water is drawn to the ice crystals that are initially formed. In addition, if the soil is highly susceptible to capillary action, ice crystals will continue to grow until ice lenses begin to form; the lenses in turn grow until frost heaving results.

Frost-Susceptible Soils. Results of studies made by the Corps of Engineers (4) have indicated that frost-susceptible soils include all inorganic soils which contain greater than 3 per cent by weight particles finer than 0.02 millimeter. Frost-susceptible soils have further been placed into several categories according to degree of susceptibility (Table 5.1). The F1 materials are the least susceptible

TABLE 5.1. FROST-SUSCEPTIBLE SOILS*

Group	Description
F1	Gravelly soils containing between 3 and 20 per cent finer than 0.02 mm by weight
F2	Sands containing between 3 and 15 per cent finer than 0.02 mm by weight
F3	(a) Gravelly soils containing more than 20 per cent finer than 0.02 mm by weight, and sands, except fine silty sands, containing more than 15 per cent finer than 0.02 mm by weight. (b) Clays with plasticity indices of more than 12, and (c) varved clays existing with uniform conditions.
F4	(a) All silts including sandy silts. (b) Fine silty sands containing more than 15 per cent finer than 0.02 mm by weight. (c) Lean clays with plasticity indices of less than 12. (d) Varved clays with nonuniform subgrade.

* From Corps of Engineers.

to frost action and are all gravelly soils with between 3 and 20 per cent finer than 0.02 millimeter. The F2 materials include the sands with between 3 and 15 per cent finer than 0.02 millimeter, and F3 group includes gravelly and sandy soils not included in F1 and F2 and clays with plasticity indices of more than 12; whereas the F4 group includes all silts, silty sands, clean clays, and most varved clays.

Air and Soil Temperatures. In most analyses, frost action is correlated with air temperatures. This is a convenient method of analysis,

since air temperatures are readily available at most locations. However, frost action in its strictest sense depends upon the temperature of the soil which in turn is affected by many factors. Foremost among the factors affecting soil temperature are source and amount of heat given to the soil. The primary source of heat is radiation of the sun. Heat transferred to the soil by conduction is comparatively less. Latitude of the location has an important bearing on the amount of heat absorbed per unit area of surface. Other factors such as dust and water vapor in the atmosphere will also affect the quantity of heat that is absorbed by the soil.

Soil freezing depends to a large extent upon the duration of depressed air temperatures. It is customary to measure time and temperature by degree days. One degree day represents one day with a mean air temperature one degree below freezing. Thus, ten degree days may result when the air temperature is 31°F for ten days or when the air temperature is 22°F for one day.

A cumulative plot of degree days versus time results in a curve such as shown in Figure 5.2. Since the data are accumulated, it is not necessary to begin the plot on any particular day, but, rather, the plot can be started on any convenient date. The difference between the maximum and minimum points on the cumulative degree-day plot has been termed the freezing index. The freezing index, in turn, has been correlated with depth of frost penetration.

Heat transferred from the soil to the atmosphere must pass through the pavement. The effect of type of cover in regard to both quantity and color has been known for some time. Frost penetration is deeper and its disappearance faster under bare ground than under grass cover since grass acts as an insulating layer to the soil. The temperature of soil under dark objects, such as a flexible pavement, is higher than the natural soil, whereas that under white objects is lower. Unless the air temperatures are very low, the depth of freezing under snow cover is quite limited. Because of these limitations, correlations that have been established between freezing index and depth of frost penetration must be used with some degree of caution.

Data appearing in Figure 5.3 represent typical soil-temperature data and illustrate several factors which should be considered. In Figure 5.3a, degree days for a specific winter are plotted against time; penetration of 32°F , as measured by soil-temperature cells, is plotted for the same period of time. A time lag exists between depressed air temperatures and depressed soil temperatures. The shape of the soil-temperature curve during the months of February and March is influenced from the top as well as the

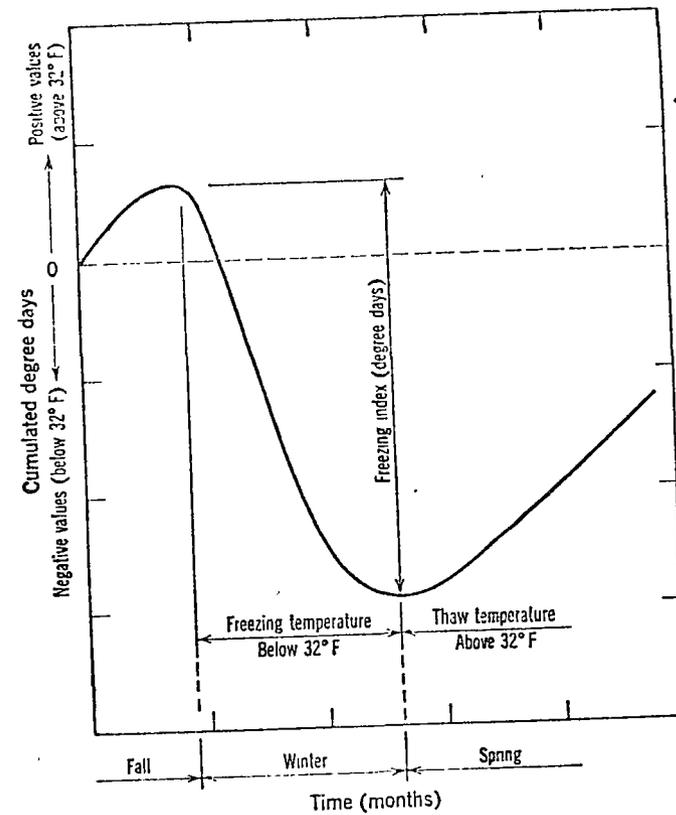
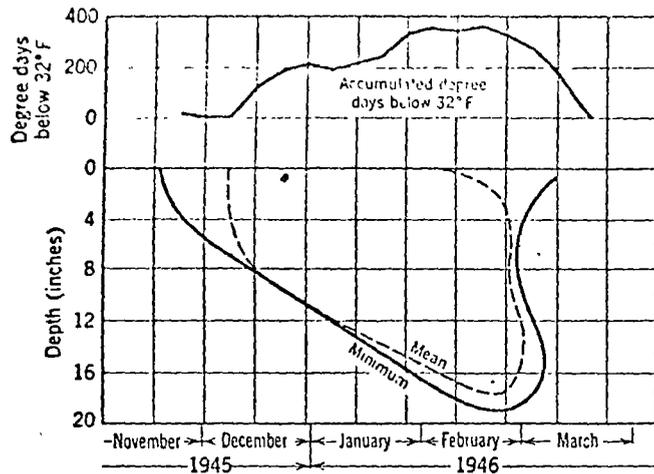


Figure 5.2. Method of calculating the freezing index.

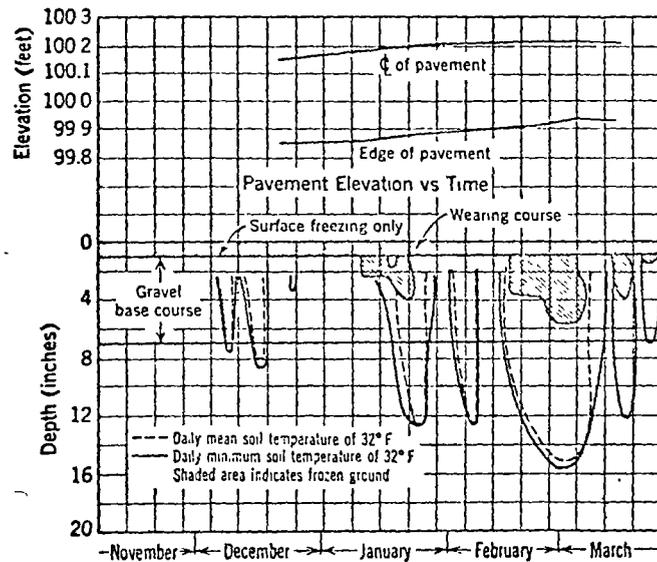
bottom of the frozen layer. Data for the same winter (Figure 5.3b) indicate that, although the average soil temperature was below 32°F for considerable periods of time, intermittent freezing and thawing took place. Freezing and thawing in turn resulted in loss of subgrade support.

The physical characteristics of the soil itself determine to a large extent its ability to conduct and absorb heat, and, therefore, behavior of soils under depressed air temperatures is variable. Rate of heat transfer depends upon soil density, moisture content, and soil texture. Likewise, the coefficient of thermal conductivity is greater for frozen soils than for unfrozen soils.

The specific heat of a material is defined as the quantity of heat (calories) required to raise the temperature of 1 gram of the material 1°C . The specific heat of water is 1.0, whereas that of ice is 0.5 and



(a)



(b)

Figure 5.3. Seasonal variation of temperature and frost penetration. (a) Freezing index and penetration of 32°F; (b) penetration of frost and depth at which soil temperature is 32°F.

that of soil minerals is approximately 0.17. The heat capacity of a soil is thus affected by the quantity of moisture in the soil.

Source of Water. Greatest potential trouble from frost heave exists when the ground-water table is relatively close to the surface and just below the freezing zone. Ice lenses will build up to considerable magnitude if the soil is subject to high capillary potential. The height of capillary rise can be estimated by equation 5.1.

$$h_c = \frac{C}{eD_{10}} \quad (5.1)$$

where e = voids ratio

D_{10} = Hazens effective size (centimeter)

C = constant (0.1 to 0.5 square centimeter)

The critical height of capillary rise varies inversely with the D_{10} size of the soil. Although many fine sands are potentially frost-susceptible, the height of capillary rise (equation 5.1) may be so low as to minimize or completely stop frost action.

Surface infiltration, particularly at the pavement edge, is another potential source of water for frost heaving. However, when freezing starts and a layer of ice exists below the pavement, the water supply will be cut off by the ice layer itself. Nevertheless, adequate surface drainage should be recognized as a prerequisite to the design against damage due to frost action.

Heat Flow through Soils. The heat conduction through soils can be expressed by equation 5.2.

$$Q = kiAT = k \left(\frac{t_1 - t_2}{x} \right) AT \quad (5.2)$$

where Q = quantity of heat flow (Btu)

i = thermal gradient, $(t_1 - t_2)/x$, where x is length in feet

A = area (square feet)

k = thermal conductivity (Btu's per square foot per hour per degree Fahrenheit per foot)

T = time

Other properties of soil which are used include specific heat c , latent heat L , and the volumetric heat C . The volumetric heat capacity C is equal to specific heat times mass. The heat capacity of a soil may be obtained by summing the products of specific heats and

mass of the components of the soil-water mixture. The specific heat of water is 1.0, of ice is 0.5, and for soil minerals is 0.17. Thus the heat capacities for the unfrozen and frozen states are

$$C_u = \gamma_d \left(0.17 + \frac{w(1.0)}{100} \right) \quad (5.3)$$

$$C_f = \gamma_d \left(0.17 + \frac{w(0.5)}{100} \right) \quad (5.4)$$

The latent heat of fusion of a soil is the change in thermal energy as the soil freezes or thaws at constant temperature. The units of L are Btu per cubic foot. One pound of water yields 143.4 Btu's as it freezes, hence L is expressed as in equation 5.5.

$$L = 1.434w\gamma_d \quad (5.5)$$

The number of Btu's required to freeze or thaw a soil is

$$Q = LAx \quad (5.6)$$

Depth of Frost Penetration. The performance of pavements in frost-affected regions depends to a large degree on the depth of frost penetration. Prediction of the maximum depth of frost can be accomplished in several ways, including correlation of field penetration data with temperature data and theoretical formulas and charts. The Corps of Engineers has determined an empirical curve which relates

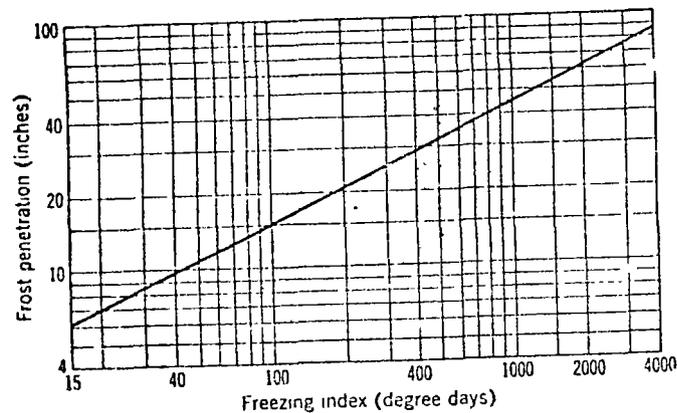


Figure 5.4. Freezing index and frost penetration in a well-drained, non-frost-susceptible base course. (From Corps of Engineers.)

depth of frost penetration to freezing index for a well drained non-frost-susceptible base course. These data can be used to estimate depth of penetration under pavement kept free of snow and ice. Figure 5.4 shows this relationship. Since the data for the curve were determined for only a few winters, some deviation of true measured values from the curve can be expected.

Several formulas have been presented for predicting depth of frost penetration. The first, known as the Stefan equation, is derived by equating the fundamental equations of heat flow and storage. This equation, presented below, is based on the assumption that the only heat flow that need be considered is that represented by the latent heat of fusion of the soil water; time T is converted to days.

$$z = \sqrt{\frac{48kF}{L}} \quad (5.7)$$

where z = depth of penetration in a homogeneous mass (feet)

k = thermal conductivity (Btu's per square foot per degree Fahrenheit, per foot, per hour)

F = degree days

L = volumetric heat of latent fusion (Btu's per cubic foot) $1.434 w\gamma$, where w is moisture content and γ is dry density in pounds per cubic foot.

The thermal conductivity of soils depends on soil type, density, and moisture content. Charts for estimating these values (5) are shown in Figure 5.5.¹ The data were obtained by Kersten from laboratory tests on sands, gravels, and fine-grained soils. Sandy materials were those containing less than 50 per cent grains finer than 0.02 millimeter, whereas the silts and clays contained more than 50 per cent finer than 0.02 millimeter. The thermal conductivity of paving materials ranges from 0.84 Btu per square foot per hour per degree Fahrenheit per foot for bituminous concrete to 0.54 Btu per square foot per hour per degree Fahrenheit per foot for Portland cement concrete (1).

Aldrich (1) developed an expression for frost penetration which he designated the modified Berggren formula.

$$z = \lambda \sqrt{\frac{48kF}{L}} \quad (5.8)$$

¹Note that units in Figure 5.5 are Btu's per square foot per hour per degree Fahrenheit per inch.

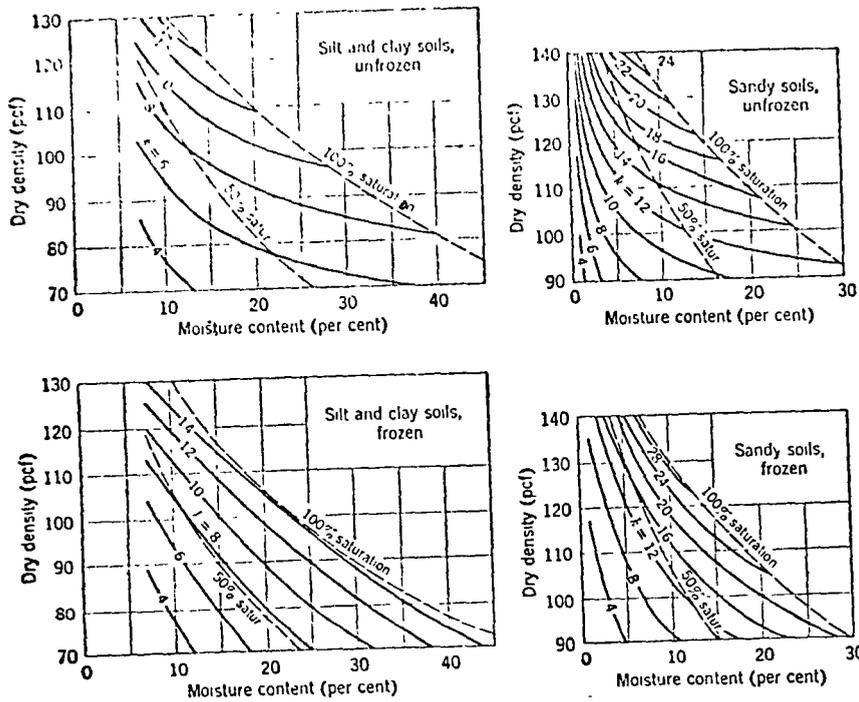


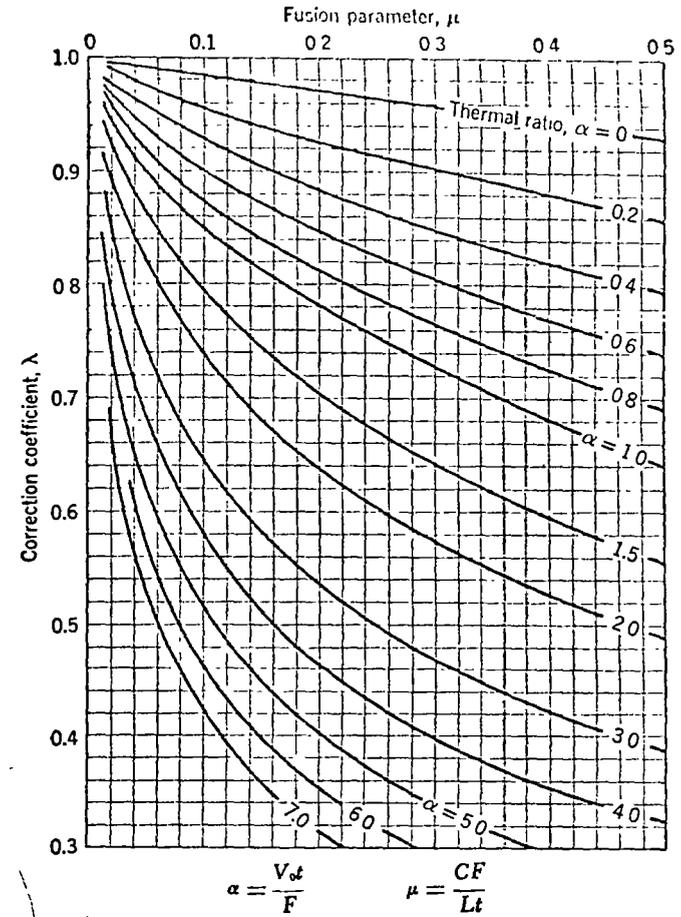
Figure 5.5. Thermal conductivity of soil (k is in Btu's per square foot per hour per degree Fahrenheit per inch). (From Kersten, Highway Research Board Special Report 2.)

The units in equation 5.8 are the same as those in equation 5.7; λ is a dimensionless coefficient depending upon the factors shown on Figure 5.6.

Freezing of Layered Systems. The equations given in previous paragraphs indicate depth of frost penetration for uniform conditions. For stratified conditions, use is made of the partial freezing index required to freeze a layer; the partial freezing index can be obtained from equation 5.9.

$$F = \frac{h^2 L}{48k} = \frac{Lh}{24} \left(\frac{h}{2k} \right) = \frac{Lh}{24} \left(\frac{R}{2} \right) \quad (5.9)$$

where R is designated the thermal resistance of a soil layer with a depth equal to h and is equal to h/k .



where

- V_0 = difference between mean annual temperature and freezing point of soil
- t = duration of freeze (days)
- F = freezing index (degree days)
- L = latent heat (Btu's per cubic foot)
- C = volumetric heat (Btu's per cubic foot degree F) (Bituminous concrete 28, Portland cement concrete 30)

Figure 5.6. Correction coefficient for the modified Berggren formula. (From Aldrich, Highway Research Board Bulletin 135.)

Aldrich (1) suggests the use of an effective L/k derived from considerations of partial freezing indices and which may be computed as indicated below.

$$\frac{L}{k} = \frac{2}{z^2} \left[\frac{h_1}{k_1} \left(\frac{L_1 h_1}{2} + L_2 h_2 + \dots + L_n h_n \right) + \frac{h_2}{k_2} \left(\frac{L_2 h_2}{2} + L_3 h_3 + \dots + L_n h_n \right) + \dots + \frac{h_n}{k_n} \left(\frac{L_n h_n}{2} \right) \right] \quad (5.10)$$

where z is the estimated depth of frost penetration and h is the thickness of any layer.

The depth of frost penetration is then computed from

$$z = \lambda \sqrt{\frac{48F}{(L/k)}} \quad (5.11)$$

Values of volumetric heat for each layer (C) can be obtained from equations 5.3 and 5.4, the latent heat for each layer from equation 5.5, and the thermal conductivity from Figure 5.5. The estimated depth of frost, z , to use in equation 5.10 can be obtained from Figure 5.4. Values of C and L should be weighted averages, weighted on the basis of the depth of each layer and frozen and unfrozen values.

Illustrative Example. Determine the depth of freezing for a uniform soil with the following characteristics and environment:

Dry density	100.0 pcf
Moisture content	15 per cent
Freezing index	500 degree days
Duration of freeze	80 days
Mean annual air temperature	50°F

$$C_u = 100(0.17 + 0.15) = 32.0$$

$$C_f = 100(0.17 + 0.5(0.15)) = 24.5$$

$$L = 1.434(15)(100) = 2150$$

$$k_u = \frac{8.5}{12} = 0.706 \quad k_f = \frac{10}{12} = 0.833$$

$$\alpha = \frac{18(80)}{500} = 2.88 \quad \mu = \frac{28.25(500)}{80(2150)} = 0.0821$$

$$\lambda = 0.69$$

$$z = 0.69 \sqrt{\frac{48(500)(0.769)}{2150}} = 2.03 \text{ feet}$$

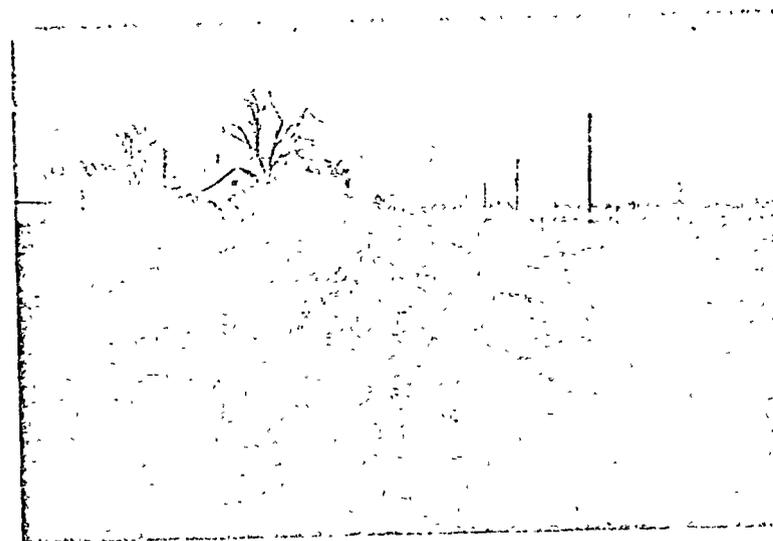


Figure 5.7. Breakup due to loss of subgrade support during thawing.

LOSS OF STRENGTH DURING FROST MELTING

It is possible for pavement distress to take place because of loss in subgrade-supporting capacity during the frost-melt period even though frost heaving has not taken place. This phenomenon is called spring breakup. Spring breakup is particularly apparent immediately after a quick thaw during the spring of the year. Under this condition, the subgrade will thaw from the top downward with the result that a layer of unfrozen soft material exists immediately under the pavement. As a result the pavement-supporting capacity is greatly reduced (Figure 5.7). Factors which accentuate severe spring

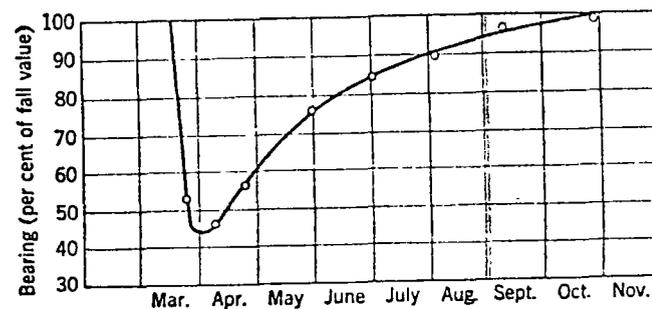


Figure 5.8. Variation of bearing with seasons. (After Motl.)

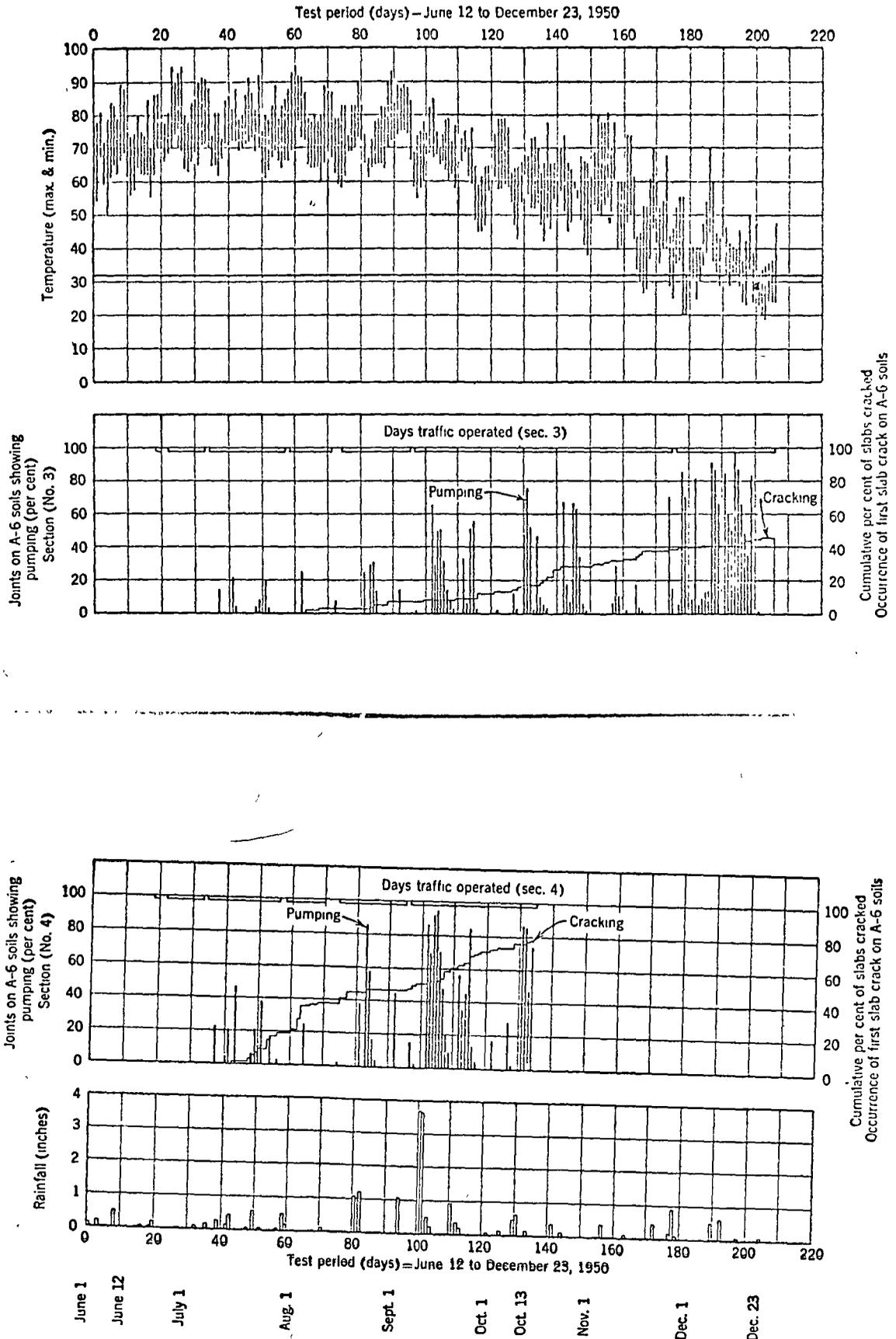


Figure 5.9. Relation of cracking of slabs and pumping of joints on A-6 soils to climatic conditions (tandem-axle trucks). (From Highway Research Board Special Report 4.)

breakup include periods of high rainfall during the fall and winter, which result in a high degree of saturation of the subgrade, and, more critically, periods of high rainfall during the frost-melting period.

Loss of subgrade support can be of considerable magnitude and may exist for relatively long periods of time after thawing has taken place (Figure 5.8). Loss of strength is particularly apparent in areas where alternate freezing and thawing take place throughout the winter months. Each time the soil freezes a loss of soil density results. This, in turn, results in higher potential moisture absorption. After several cycles of freezing and thawing, a large portion of the subgrade-supporting capacity may be lost.

RAINFALL

Because of the complexities of the problem, it is not possible at the present time to design against rainfall per se except in a qualitative sense. Rainfall has an immediate effect on pumping of rigid pavements (Figure 5.9), and surface infiltration is blamed for its severity at any one time. Likewise, in-place moisture contents under flexible pavements are influenced by amount of rainfall (Figure 5.10). The effect of rainfall on pavement performance, however, is obscured by the factor of intensity of rainfall as compared to total annual rainfall accounting for much scattering of the data. Periods of long rainfall of low intensity can be more severe than concentrated periods of high intensity, since the amount of moisture absorbed by the soil is greatest under the former conditions.

Engineers have been aware for a number of years that the combined effects of rainfall and freezing temperatures determine in part the extent of pavement damage. Attempts at setting up climatic correlation coefficients which include both freezing temperatures and rainfall have, for the most part, given negative results. The need for increasing fundamental research in this direction is strongly indicated.

Subgrade Moisture. Most design tests which are performed on subgrade materials are predicated upon the assumption that the subgrade and/or base course will possess a high degree of saturation throughout most of its life. The fact that moisture contents under pavements approach 100 per cent saturation during the rainy seasons has long been recognized.

Water which exists under a pavement may come from one of many sources. A partial list of the sources is as follows:

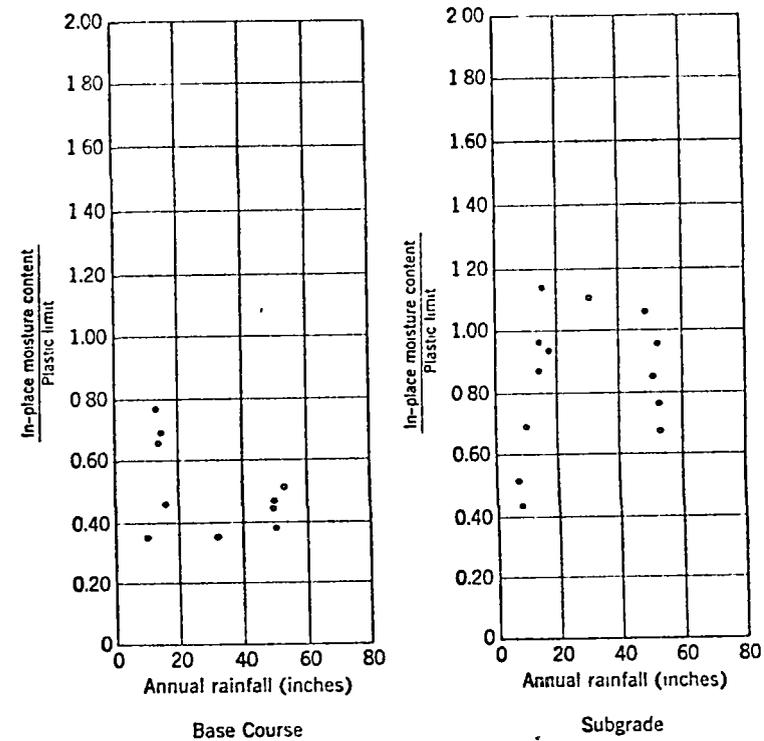


Figure 5.10. Moisture content and annual rainfall. [Note: Moisture Contents are modal values from normal locations.] (From Redus, ASCE *Journal of Soil Mechanics*, January, 1957.)

1. Cracks in the pavement surface.
2. Through a permeable surface (for example an open-graded bituminous surface).
3. Pavement edges.
4. Percolating ground water.
5. Movement from a water table (liquid and vapor).
6. Lateral movement from the shoulders.
7. High water table as during the spring months.

Many of the problems associated with water infiltration can be minimized by proper design. Construction of adequate ditches and use of subdrains where needed is axiomatic. A major source of water is infiltration through the surface or at the pavement edges. The water can be reduced by providing an initial tight surface and by

maintenance measures which include periodic sealing of the surface and reshaping of the shoulders

Field investigations have shown, particularly in the case of rigid pavements, that sealing and reshaping of shoulder materials greatly reduce the amount of surface infiltration. Nevertheless, most subgrade materials reach an equilibrium moisture content in excess of its initial value. The final moisture content is influenced by soil type, initial moisture content and density, age, topographic position, and many other factors. Each particular problem must be analyzed in detail and design measures adopted to combat adverse moisture conditions. These factors are discussed in greater detail in later chapters of this book.

APPLICATION OF PRINCIPLES

Frost Action. Application of the principles outlined in previous paragraphs can be accomplished in several ways. First, if the depth of frost is known and if an abundant supply of non-frost-susceptible materials is available, it may be possible to build base courses to a depth equal to maximum depth of anticipated frost penetration. However, pavements built to great depth are very costly. For cases where great depth would be necessary, pavements of lesser depths designed to combat loss of subgrade support are justified.

Correlations by the Corps of Engineers (4) have established a relationship between depth of frost penetration and freezing index (Figure 5.4). The correlations are general, and variation from location to location can be expected depending upon type of cover, type of subgrade soil, and type of pavement. Records are generally available from public utility companies in most sections of the United States which give average depth of frost penetration. Figure 5.11 presents a generalized map of the United States indicating freezing-index contours. Figure 5.12 indicates the statistical variation of the freezing indices. These data can be used if accurate air-temperature data are not available at a specific location. Whenever possible, air-temperature data over a period of twenty to thirty years should be used.

Only clean well-graded, non-frost-susceptible base-course materials should be used when designing for protection against frost action. Particular attention should be paid to the adequate use of base-course and subgrade subdrains for lowering the ground-water table.

In areas of high rainfall, the use of impervious shoulder materials is to be recommended. Adequate maintenance of the pavement, in-

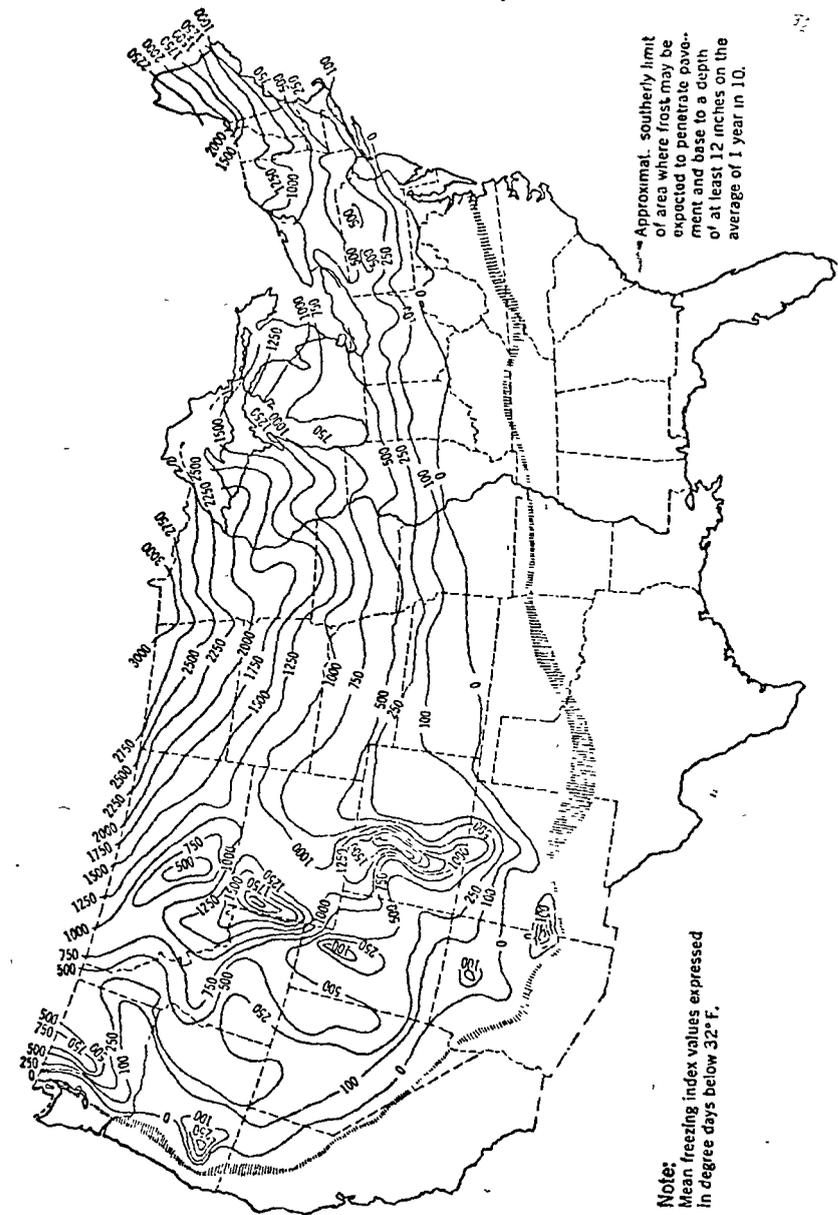


Figure 5.11. Distribution of mean freezing-index values in continental United States. (From Corps of Engineers, EM 1110-345-306.)

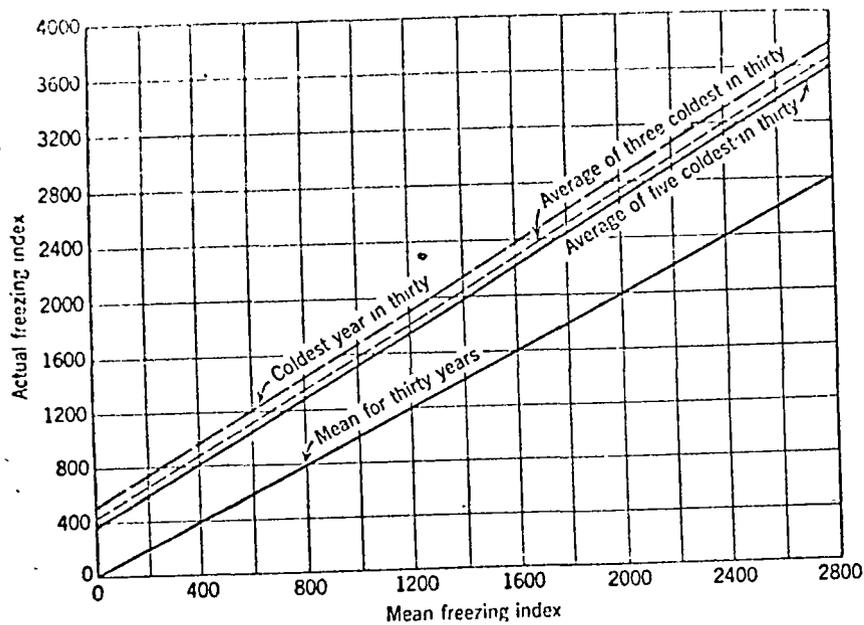


Figure 5.12. Relationships of freezing index. (From Corps of Engineers, EM 1110-345-306.)

cluding sealing of joints and cracks and proper shoulder maintenance, will help minimize surface infiltration. A major source of surface infiltration into the base course and subgrade is at the pavement edge. A large portion of water on the pavement will run off the pavement towards the shoulder, and, if a crack exists between the shoulder and the pavement, it will seep down into the base course and/or subgrade.

A layer of clean sand or gravel below the freezing zone can be utilized as a capillary cutoff for combating frost action. The same can be accomplished by the use of dense-graded clay-gravel or similar material. Even though a dense material has a high capillary potential due to its small pore sizes, its capillary conductivity will be low since it is relatively impervious.

In summary, non-frost-susceptible base courses may be used to the estimated depth of frost penetration or to sufficient depth to prevent excessive losses in strength. Attention should be given to drainage, including lowering of the ground-water table by subdrains or ditches. In some cases it may be possible to prevent frost action or at least to minimize it, by using a cutoff which will stop the capillary rise of ground water.

Design Tests for Adverse Moisture. It is possible to account for the combined effects of adverse moisture conditions in a variety of ways. First, subgrade samples may be saturated before performing the design strength tests. This is the standard procedure which has been adopted by most agencies using the CBR method of design. For the test, a four-day soaking period (from both top and bottom) is used. Triaxial test samples may also be saturated using vacuum saturation techniques.

Field plate-bearing tests are made when the soil contains varying amounts of water, depending upon the season of the year. Therefore, it is necessary to take into account subsequent saturation by means of laboratory tests. It is common practice to obtain two samples of soil at the site of each plate-bearing test. One sample is tested in the laboratory (compression or consolidation test) at its natural moisture content, and the other is tested after saturation. The ratio of the two strengths is applied to field-test data.

Another method of taking rainfall into account is to use modifications based on rainfall records of design formula or design curves. The latter procedure can also be used in conjunction with laboratory saturation.

In some cases, tests made on saturated soil samples are too severe. For example, if local records indicate that subgrade saturation is not likely to take place, the technique may impose undue restriction on the required thickness of pavement. Procedures adopted in Texas require "curing" the soil samples in an oven before saturation, thus permitting the designer to take full advantage of drying back that might take place during construction. Strengths of some base-course materials and soils are appreciably higher after this curing period.

PERMAFROST

The term permafrost refers to areas of permanently frozen ground in the arctic regions. Depth of permafrost may vary between several feet and over several hundred feet. The design of airfield and highway pavements in permafrost areas is predicated on the principle that it is necessary to preserve the soil in its frozen state; that is, the permafrost is insulated against seasonal thaws.

The amount and depth of thaw and subsequent softening of the subgrade will depend upon length of exposure and upon type of cover. To design for permafrost, relatively thick blankets of insulation material are used under the roadway section.

PROBLEMS AND QUESTIONS

5.1. Mean monthly temperatures at a paving project are as given below:

September	58°F
October	40°F
November	32°F
December	5°F
January	22°F
February	24°F
March	30°F
April	38°F

Calculate the air freezing index. Is this value likely to be different from the freezing index calculated using mean daily temperatures?

5.2. Name and describe the two broad types of problems associated with pavements as affected by freezing air temperatures.

5.3. Estimate the depth of freezing for a clay soil in Problem 5.1.

5.4. A certain fine-grained saturated soil has a dry density of 110 pcf and a moisture content of 20 per cent; the freezing index is 700 degree days, mean annual temperature is 49°F, t is 100 days. Calculate the depth of freezing.

5.5. Determine the depth of freezing of a partially saturated sandy sample of soil, dry density equal to 100 pcf and moisture content of 10 per cent, 1000 degree days, mean temperature is 42°F, t is 120 days.

5.6. Calculate the depth of frost for a pavement consisting of 2 inches of surface, 12 inches of gravel base having a dry density of 130 pcf and saturated moisture content of 10 per cent. The subgrade is a silty clay with dry density equal to 100 pcf and moisture content of 25 per cent. The mean annual temperature is 70°F, and the freezing index is 500 degree days, the duration of freezing period is 120 days.

5.7. Describe the methods commonly in use in the design phase for accounting for subsequent subgrade saturation of the prototype pavement.

5.8. Determine the depth of freezing for the pavement in Problem 5.5 if a drained gravel with a dry density of 130 pcf is used for the base course.

SELECTED REFERENCES

1. Aldrich, Harl P., "Frost Penetration Below Highway and Airfield Pavements," Highway Research Board Bulletin 135, 1956.
2. B... n, W. P., "Prediction of Temperature-Distribution in Frozen Soil," *Transactions, American Geophysical Union*, Part III, 1943.

3. Carlson, H., and M. S. Kersten, "Calculation of Depths of Freezing and Thawing Under Pavements," Highway Research Board Bulletin 71, 1953.
4. Corps of Engineers, "Engineering And Design, Pavement Design For Frost Conditions," EM-1110-315-306.
5. Highway Research Board, "Frost Action in Soils," a symposium, Highway Research Board Special Report 2, 1952.
6. Highway Research Board, "Final Report on Road Test One-MD," Highway Research Board Special Report 4, 1952.
7. Johnson, A. W., "Frost Action in Roads and Airfields, A Review of the Literature," Highway Research Board Special Report 1, 1952.
8. Kersten, Miles S., "Subgrade Moisture Conditions Beneath Airport Pavements," *Proceedings, Highway Research Board*, 1945.
9. Kersten, Miles S., and Rodney W. Johnson, "Frost Penetration Under Bituminous Pavements," Highway Research Board Bulletin 111, 1955.
10. Motl, C. L., *et al*, "Load-Carrying Capacity of Roads as Effected by Frost Action," Highway Research Board Bulletins 40, 54, and 96.
11. Redus, J. F., "Moisture Conditions Under Flexible Airfield Pavements," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 83, January 1957.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: METODOS DE DISEÑO EN CARRETERAS

PROFESOR: ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE
MENCHACA

México, D. F., a 16 de febrero de 1974

PAVIMENTOS FLEXIBLES EN CARRETERAS

En el caso de carreteras, los conceptos de diseño de pavimentos flexibles difieren de los de aeropuertos, principalmente en lo que respecta al número de repeticiones de carga y en la anchura del pavimento. Asimismo, la magnitud de las cargas aplicadas en carreteras es considerablemente menor que en aeropuertos.

El número de repeticiones que ocurren en la vida de un pavimento depende del tipo de camino, por ejemplo, un camino secundario puede tener un tránsito de 50 a 600 vehículos por día, en contraste con una autopista de primer orden, en donde se pueden tener 1 500 a 20 000 vehículos por día. Sin embargo, muchos de estos vehículos son automóviles o camiones ligeros, los cuales no afectan, en forma considerable, a la vida del pavimento. El porcentaje de camiones pesados puede estar comprendido entre un 20 y un 40% del volumen total.

No obstante que el comportamiento de un pavimento está influenciado por el número de repeticiones de carga que debe soportar, la experiencia ha mostrado que en algunos casos basta solamente la aplicación de una o dos cargas para causar la falla. Esta condición se puede presentar durante el deshielo en la primavera, especialmente cuando a un rápido deshielo lo acompaña una fuerte precipitación pluvial.

El Comité de Diseño de Pavimentos flexibles del Highway Research Board, ha llevado a cabo un estudio de todos los métodos de diseño empleados en los diferentes Departamentos de Carreteras de Estados Unidos. Para llevar a cabo este estudio, se mandaron a los diferentes Departamentos, muestras de los suelos encontrados en el sitio en que la WASHO construyó sus caminos de prueba. Se dieron a los proyectistas las diferentes condiciones especificadas y se les pidió que determinaran los espesores de pavimentos requeridos, para el caso de pavimentos flexibles. Los resultados de este estudio mostraron que para las mismas condiciones de carga y suelo, diferentes ingenieros obtuvieron espesores bastante diferentes. La razón principal para esta variación tan amplia debe atribuirse a la variación que existe a su vez en el criterio o concepto de falla entre los diferentes Estados de la Unión Americana.

Independientemente de los procedimientos empleados para el diseño de pavimentos de carreteras, el criterio definitivo deberá basarse siempre en la evaluación del comportamiento -- del pavimento bajo las condiciones imperantes en el lugar. En muchos Estados de la Unión Americana se han adoptado coeficientes que modifican las consideraciones básicas de diseño. Estos coeficientes son análogos a los de seguridad comunmente empleados en el análisis de las estructuras. Ejemplifican al concepto anterior, los métodos de diseño empleados en los estados de

Kansas y California. Asimismo, la variación existente entre las curvas de diseño con base en el valor de CBR, utilizadas por diferentes estados, se debe principalmente a las constantes de correlación empleadas.

Los procedimientos de diseño de pavimentos flexibles en carreteras, son esencialmente los mismos que los empleados en aeropuertos, y en general son de los siguientes tres tipos:

- 1.- Métodos en los que se utilizan consideraciones teóricas y semiteóricas, utilizando valores de correlación adecuados.
- 2.- Procedimientos empíricos, basados en una prueba arbitraria, tal como el método en que se emplea el valor de CBR.
- 3.- Métodos basados en la clasificación de suelos.

Entre los primeros se incluyen aquellos métodos en donde se considera la distribución teórica de esfuerzos, y en forma particular, a las pruebas triaxiales para evaluar las características esfuerzo-deformación de los materiales empleados en el pavimento. Se considera que el Método del Estabilómetro queda incluido en esta categoría. El segundo grupo incluye el Método del CBR, el del Cono de Penetración y otros; mientras que en el último grupo se incluye el método del Índice de Grupo.

TRAMO DE PRUEBA DE LA WASHO

En 1951 la WASHO (Western Association of State Highway Officials) tomó la resolución de que la HRB (Highway Research Board) supervisara la construcción e investigación de un tramo de prueba con pavimento flexible, en el sureste de Idaho.

El tramo de prueba fue planeado para estudiar los efectos de las diferentes cargas por eje en el comportamiento y diseño de los pavimentos flexibles. En 1952 se terminó el tramo y en ese momento se iniciaron las pruebas.

El estudio consideró como variables, los espesores de la subbase, base y carpeta, así como la magnitud de las cargas por eje. Los pavimentos de prueba se construyeron en las tangentes de dos circuitos cerrados. El tránsito consistió de ejes sencillos de 22 400 lbs. y 18000 lbs. y en tandem de 40 000 lbs y 32 000 lbs. En uno de los circuitos se utilizaron los vehículos de ejes sencillos, circulando el eje más pesado por el carril exterior. En el otro circuito se hizo circular a los vehículos con ejes en tandem; los vehículos mas pesados circularon también por el carril exterior.

En los pavimentos, el espesor de la base más el de la carpeta fue de 6 pulgadas. Sin embargo, el espesor de la carpeta varió entre 2 y 4 pulgadas. En algunos casos esta capa de 6 pulgadas se colocó directamente sobre la subrasante mientras que en otros se colocó sobre una capa de subbase. El espesor de la subbase varió entre 4 y 16 pulgadas. Por consiguiente, el espesor total de la estructura del pavimento varió entre 6 y 22 pulgadas.

En esta prueba se obtuvieron resultados bastante definidos como por ejemplo, que el comportamiento del pavimento -- con carpeta de 4 pulgadas de espesor, fue muy superior al de 2 pulgadas. Debe tenerse presente que el espesor de base mas carpeta fue constante (6 pulgadas) y por lo tanto el espesor de la base constituyó otra variable, por consiguiente debe tomarse en consideración.

Uno de los descubrimientos más significativos de este proyecto fué que el daño en las rodadas exteriores fue mucho mayor que en las interiores. También se encontró que pavimentando los acotamientos de 3 de las 4 secciones, se lograba una gran efectividad en la reducción de los daños en los pavimentos. En forma dramática las pruebas efectuadas mostraron la importancia de considerar debidamente en el diseño, los efectos producidos por las cargas al actuar sobre la orilla del pavimento.

Otro aspecto significativo fué que la mayor parte del daño en los pavimentos se presentó durante dos períodos críticos. Estos períodos fueron durante el deshielo en la primavera y al comenzar el verano.

Se estudió también la equivalencia de las cargas por eje encontrándose que varía con el espesor de la carpeta. El eje equivalente en tandem correspondiente a un eje sencillo de 18 000 lbs, se encontró en el rango de 28 000 lbs. Se encontró asimismo que en lo que se refiere a la subrasante, el factor más significativo fue la humedad de la parte superior de dicha capa. De esto se infiere la necesidad de drenaje de la capa de base con el objeto de evitar la saturación subsecuente del material que se encuentre directamente debajo de ella, y de esta forma, proporcionar una ayuda a la capacidad estructural del pavimento.

También se llevaron a cabo estudios acerca de los mecanismos de falla en los pavimentos. Se hicieron mediciones para determinar si la capa de base o de subbase se mueven lateralmente bajo la acción de cargas pesadas. Se encontró que las deformaciones verticales máximas ocurren a nivel superficial y en la rodada exterior y que en las 6 pulgadas superiores del pavimento se encuentran los materiales afectados por movimientos laterales. Los resultados obtenidos de las medi-

ciones de los pesos volumétricos indicaron que una gran porción de las canalizaciones ocurridas, podrían explicarse en función de los movimientos laterales de la capa de base.

Las observaciones efectuadas mostraron también que no existe ninguna relación definida entre el espesor de la estructura y la profundidad de las canalizaciones. Asimismo se encontró que las deformaciones permanentes no son una indicación de deficiencias en la capacidad estructural.

La principal causa de las fallas en los pavimentos fue el movimiento o desplazamiento lateral de los materiales de la capa de base.

METODOS DE DISEÑO CON BASE EN PRUEBAS TRIAXIALES

Deflexiones y Esfuerzos Teóricos. (Kansas). El primer método que se considerará bajo el encabezado anterior se relaciona con los esfuerzos teóricos en masas ideales, de acuerdo con las ecuaciones de Boussinesq. Su aplicación al diseño fue propuesta inicialmente por Palmer y Barber, efectuando este último una posterior extensión de dicha aplicación. En el Capítulo 2 se discutieron los procedimientos para evaluar las deflexiones teóricas producidas bajo una área circular cargada y, para la condición de la existencia de una sola capa, habiéndose considerado que el pavimento es incompresible y que las deformaciones son elásticas y ocurren solamente en la subrasante.

La ecuación 2.9 proporciona las deflexiones en términos de la carga unitaria, radio de la placa, módulo de elasticidad y la profundidad. Bajo la hipótesis de que el pavimento es incompresible, la profundidad "z" se transforma en el espesor del pavimento:

$$\Delta = \frac{pa}{E} F \dots \dots \dots (2.9)$$

en donde:

- Δ = deflexión, en pulgadas
 - p = presión aplicada, en lbs/pulg.2
 - E = Módulo de elasticidad, en lbs/pulg2
 - a = radio de la placa, en pulgadas
 - F = factor adimensional, que depende de la relación profundidad, radio de la placa.
- $$F = \frac{3}{2} \frac{1}{[1 + (z/a)^2]^{1/2}} \dots \dots \dots (2.10)$$
- z = profundidad, en pulgadas

Resolviendo en "z" a la ecuación 2.9, y poniendo a la presión en términos de la carga total, se obtiene la ecuación 15.1 siguiente:

$$z = T = \sqrt{\left(\frac{3P}{2 E \Delta}\right)^2 - a^2} \dots\dots\dots (15.1)$$

En donde:

- T ó z = espesor del pavimento
- P = Carga total sobre una rueda sencilla
- E = Módulo de elasticidad de la subrasante
- a = radio del área de contacto.
- Δ = deformación permisible.

En la ecuación 15.1 se obtiene el espesor en términos de la carga total sobre una rueda sencilla, el módulo de elasticidad del suelo de subrasante, el radio de área de contacto, y la deflexión permisible. Para utilizar la fórmula con propósitos de diseño, es necesario suponer una deflexión límite, en la misma forma en que se llevó a cabo en el diseño de pavimentos flexibles para aeropuertos, en donde se emplean datos obtenidos de pruebas de placa.

Se supone que dicha deflexión en el caso de pavimentos flexibles, es de 0.1 pulgadas. Este valor se determinó con base en mediciones efectuadas en un gran número de pavimentos flexibles, en diferentes condiciones.

Coefficientes. En el procedimiento de diseño se especifica que todos los especímenes se prueben estando saturados. Se considera necesaria la saturación para poder obtener una comparación directa en los diferentes tipos de materiales y al mismo tiempo, obtener una medición de la resistencia cuando el material se encuentra en sus condiciones más críticas. Para considerar la posibilidad de que el material no se sature después de la construcción, se ha introducido un coeficiente "n", que sirve para obtener una reducción en el espesor requerido de carpeta o capa de base en aquellas localidades de menor precipitación.

Tabla 15.1

Coefficiente de saturación. "n"	Precipitación Anual Promedio, en pulgs.
0.5	15.0 a 19.9
0.6	20.0 a 24.9
0.7	25.0 a 29.9
0.8	30.0 a 34.9
0.9	35.0 a 39.9
1.0	40.0 a 50.0

* Datos del Departamento de Carreteras de Kansas.

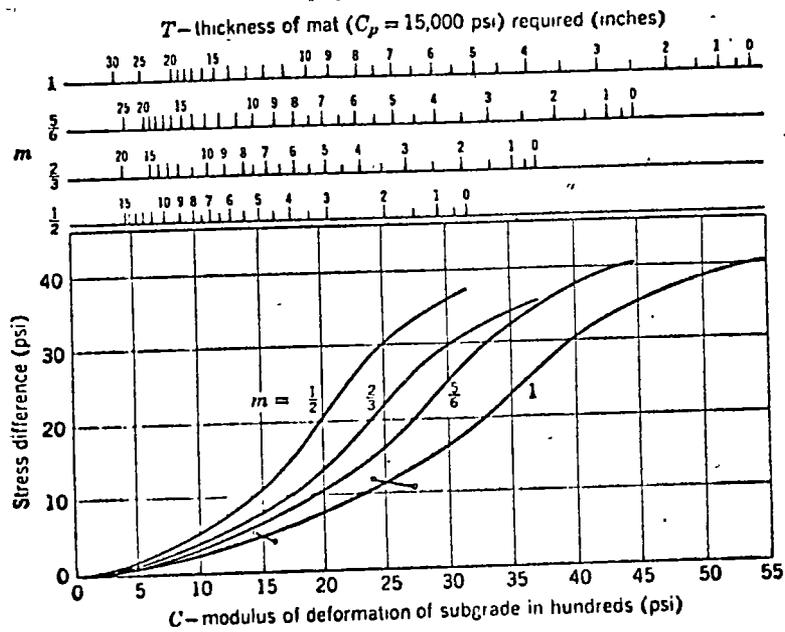


Figure 15.1. Thickness chart, $n = 1.0$, $\Delta = 0.1$ inch, $m = \frac{1}{2}$ to 1.0. (From Kansas Highway Department.)

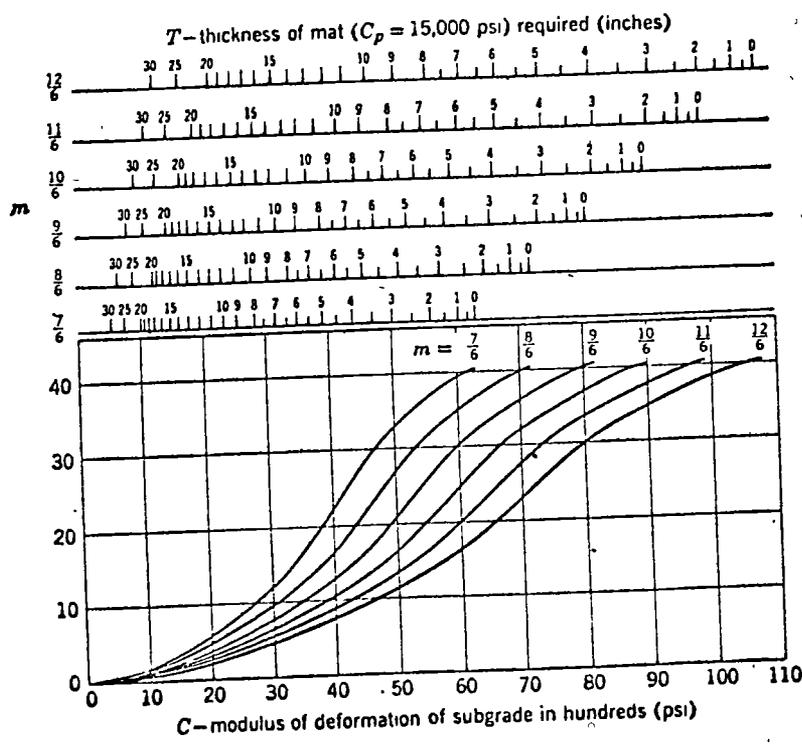


Figure 15.2. Thickness chart, $n = 1.0$, $\Delta = 0.1$ inch, $m = \frac{7}{6}$ to $\frac{12}{6}$. (From Kansas Highway Department.)

Si la carga máxima por eje es de 9 000 lbs, y si el porcentaje de vehículos con cargas máximas, tomado con respecto al resto de los vehículos con cargas menos pesadas, es más o menos constante, la variación en el diseño dependerá en forma preponderante del volumen total del tránsito. Se han determinado coeficientes con base en el volumen de tránsito. En la tabla 15.2 se proporcionan estos coeficientes, tomando en cuenta diferentes rangos en el tránsito.

Introduciendo estos coeficientes en la ecuación 15.1 y utilizando la modificación propuesta por Palmer y Barber, se obtiene la ecuación 15.2 siguiente:

$$T = \left[\sqrt{\left(\frac{3 P m n}{2 \pi E \Delta} \right)^2 - a^2} \right] \left[3 \sqrt{\frac{E}{E_p}} \right] \dots \dots \dots 15.2$$

en donde:

- T = Espesor requerido
- E_p = Módulo de elasticidad del pavimento o carpeta
- E = Módulo de elasticidad de la subrasante o subbase.
- P = Carga por rueda.
- m = Coeficiente que depende del volumen de tránsito.
- n = Coeficiente de saturación, que depende la la precipitación.
- a = Radio del área de contacto de la llanta, correspondiente a la carga P.
- Δ = Deflexión permisible de la carpeta.

El factor de rigidez (E/E_p)^{1/3} fue propuesto con base en el factor de rigidez para losas, y se verificó tomando en cuenta el desplazamiento elástico debido a una carga puntual actuando sobre un sistema de 2 capas.

Tabla 15.2*

Coeficiente de tránsito "m"	Tránsito total vehículos por día
1/2	50 a 400
2/3	401 a 800
5/6	801 a 1200
1	1201 a 1800
7/6	1801 a 2700
8/6	2701 a 4000
9/6	4001 a 6000
10/6	6001 a 9000
11/6	9001 a 13500
12/6	13501 a 20000

* Datos del Departamento de Carreteras de Kansas.

Ejemplo ilustrativo:

Supónganse los siguientes valores para los módulos de elasticidad de la subrasante y carpeta de concreto asfáltico, respectivamente:

$$E = 1500 \text{ lbs/pulg.}^2 ; E_p = 15\,000 \text{ lbs/pulg.}^2$$

Asímismo, supónganse los siguientes valores:

$$\begin{aligned} P &= 9\,000 \text{ lbs.} \\ a &= 6 \text{ pulgadas.} \\ \Delta &= 0.10 \text{ pulgadas} \\ m &= n = 1 \end{aligned}$$

El espesor de concreto asfáltico que se deberá colocar sobre la subrasante es:

$$T = \sqrt[3]{\left(\frac{3(9000)}{2\pi(1500)(0.1)}\right)^2 - (6)^2} \sqrt[3]{\frac{1500}{15000}} = 12.7 \text{ pulgadas}$$

Factor de Rigidez:

El factor de rigidez que aparece en la ecuación 15.2 toma en cuenta las características de distribución de esfuerzos del pavimento con respecto a las de la subrasante. Si no se toma en cuenta al factor de rigidez en la ecuación 15.2, ésta proporcionaría el espesor de una capa incompresible, en la que se produciría un asentamiento igual al de la condición supuesta y para las cargas de diseño supuestas. Al incluir al factor de rigidez, la ecuación 15.2 proporciona el espesor de una capa de concreto asfáltico, colocada directamente sobre el suelo de subrasante para las condiciones de carga asignadas. Si se deseara substituir una parte del concreto asfáltico por una base granular, se podría utilizar una relación determinada con base en el factor de rigidez para el concreto asfáltico con respecto a la capa de base. De esta forma, si se supone un espesor final de concreto asfáltico, el espesor de la capa de base que sería necesario agregar a la estructura del pavimento se obtendría mediante la ecuación 15.3, siguiente:

$$t_B = (T - t_p) \sqrt[3]{E_p/E_B} \dots\dots\dots 15.3$$

en donde:

- t_B = Espesor de la capa de base.
- T = Espesor de la capa de concreto asfáltico.
- t_p = Espesor supuesto para la carpeta.
- E_p = Módulo de elasticidad de la carpeta.
- E_B = Módulo de elasticidad de la capa de base.

PAVIMENTOS FLEXIBLES EN CARRETERAS

En el caso de carreteras, los conceptos de diseño de pavimentos flexibles difieren de los de aeropuertos, principalmente en lo que respecta al número de repeticiones de carga y en la anchura del pavimento. Asimismo, la magnitud de las cargas aplicadas en carreteras es considerablemente menor que en aeropuertos.

El número de repeticiones que ocurren en la vida de un pavimento depende del tipo de camino, por ejemplo, un camino secundario puede tener un tránsito de 50 a 600 vehículos por día, en contraste con una autopista de primer orden, en donde se pueden tener 1 500 a 20 000 vehículos por día. Sin embargo, muchos de estos vehículos son automóviles o camiones ligeros, los cuales no afectan, en forma considerable, a la vida del pavimento. El porcentaje de camiones pesados puede estar comprendido entre un 20 y un 40% del volumen total.

No obstante que el comportamiento de un pavimento está influenciado por el número de repeticiones de carga que debe soportar, la experiencia ha mostrado que en algunos casos basta solamente la aplicación de una o dos cargas para causar la falla. Esta condición se puede presentar durante el deshielo en la primavera, especialmente cuando a un rápido deshielo lo acompaña una fuerte precipitación pluvial.

El Comité de Diseño de Pavimentos flexibles del Highway Research Board, ha llevado a cabo un estudio de todos los métodos de diseño empleados en los diferentes Departamentos de Carreteras de Estados Unidos. Para llevar a cabo este estudio, se mandaron a los diferentes Departamentos, muestras de los suelos encontrados en el sitio en que la WASHO construyó sus caminos de prueba. Se dieron a los proyectistas las diferentes condiciones especificadas y se les pidió que determinaran los espesores de pavimentos requeridos, para el caso de pavimentos flexibles. Los resultados de este estudio mostraron que para las mismas condiciones de carga y suelo, diferentes ingenieros obtuvieron espesores bastante diferentes. La razón principal para esta variación tan amplia debe atribuirse a la variación que existe a su vez en el criterio o concepto de falla entre los diferentes Estados de la Unión Americana.

Independientemente de los procedimientos empleados para el diseño de pavimentos de carreteras, el criterio definitivo deberá basarse siempre en la evaluación del comportamiento -- del pavimento bajo las condiciones imperantes en el lugar. En muchos Estados de la Unión Americana se han adoptado coeficientes que modifican las consideraciones básicas de diseño. Estos coeficientes son análogos a los de seguridad comunmente empleados en el análisis de las estructuras. Ejemplifican al concepto anterior, los métodos de diseño empleados en los estados de

Es de hacer notar que en el procedimiento se necesita su-
poner un espesor de carpeta, la cual se debe colocar sobre el
espesor de la capa de base calculado.

Módulo de Elasticidad. Con el objeto de determinar el módulo de
elasticidad de los materiales, se utiliza la curva esfuerzo-de-
formación obtenida de una prueba de compresión triaxial, en don-
de se utiliza comunmente una presión de confinamiento de 20 lbs/
pulg². Se considera que esta presión lateral es comparable al -
confinamiento lateral o resistencia horizontal que usualmente pro-
porciona el material adyacente, en las condiciones que se tie-
nen en al campo.

La curva esfuerzo-deformación obtenida normalmente para un
suelo es cóncava y por consiguiente no se puede obtener un módu-
lo de elasticidad bien definido, como en el caso de materiales
perfectamente elásticos. En la mayoría de los pavimentos asfál-
ticos y bases granulares resulta posible obtener un módulo de -
elasticidad relativo, utilizando la porción recta de la curva -
esfuerzo-deformación. Aún así, el módulo determinado en esta --
forma depende en gran parte del criterio de la persona que efec-
túe la interpretación.

Dado que las curvas esfuerzo-deformación son generalmente
cóncavas, el módulo secante de elasticidad depende de las coor-
denadas de la curva para las cuales se calcula dicho módulo. El
módulo de la subrasante se puede determinar calculando, en pri-
mer término, los esfuerzos verticales y horizontales existentes
bajo el pavimento, y posteriormente calculando el módulo por me-
dio de una prueba triaxial para las condiciones de esfuerzos --
calculadas.

Los esfuerzos que se considera existen bajo el pavimento -
son los esfuerzos verticales, horizontales y los cortantes que
actúan en un plano alrededor de la periferia del área circular
cargada. Conocidos los 3 estados de esfuerzos, es posible dibu-
jar una envolvente de Mohr para los estados de esfuerzos tal y
como existen bajo el pavimento. En la envolvente de Mohr se de-
signa como esfuerzo desviador a la diferencia entre los esfuer-
zos principales mayor y menor. A esta diferencia se le suele --
designar también como "diferencia de esfuerzos". El esfuerzo --
desviador (que es la diferencia entre el esfuerzo vertical to-
tal durante la prueba triaxial y el esfuerzo total de confina-
miento) es el esfuerzo que se usa para calcular el módulo de -
elasticidad. En las Figuras 2.3 a 2.6 se muestran unas curvas --
de influencia, las cuales pueden ser utilizadas para facilitar
el cálculo de los esfuerzos bajo el pavimento en cuestión.

Debería hacerse hincapié en que la máxima diferencia de -
esfuerzos no ocurrirá siempre en algún punto de la línea verti-
cal que pase por el centro de línea de una rueda, sino más bien
en algún punto de una línea vertical que se encuentre entre dos
centros de líneas de las ruedas.

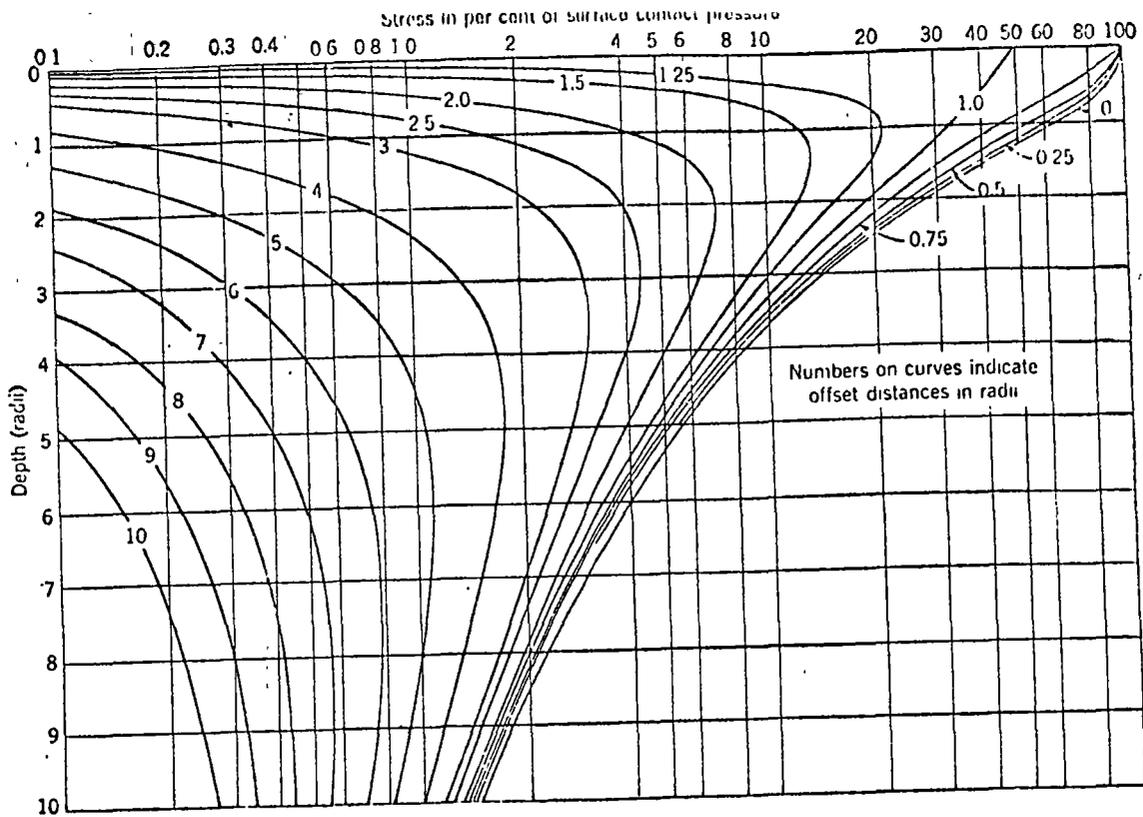


Figure 2.3. Vertical stress σ_z . (From Foster and Ahlvin, *Proceedings, Highway Research Board*, 1954.)

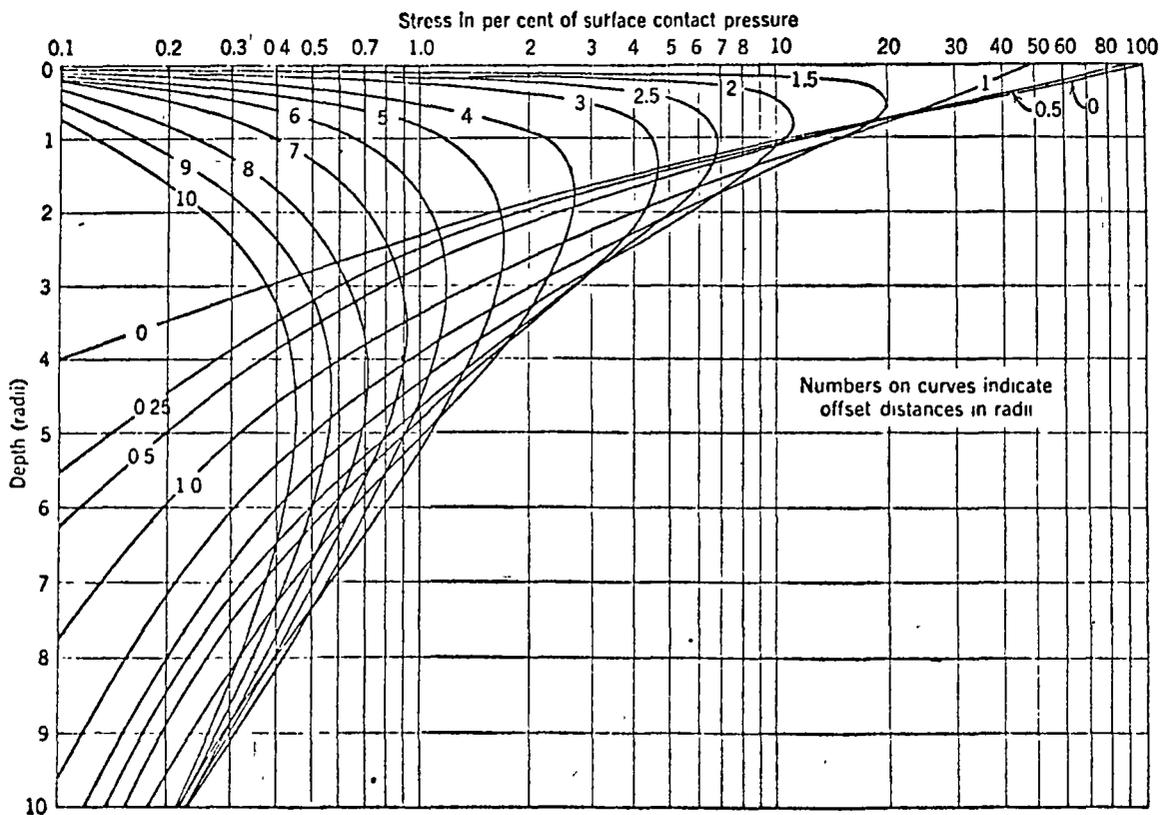


Figure 2.4. Horizontal stress σ_r . (From Foster and Ahlvin, *Proceedings, Highway Research Board*, 1954.)

Con el objeto de facilitar los cálculos, se han preparado curvas que hacen que la determinación del módulo de elasticidad sea sencilla. En las figuras 15.1 a 15.4 se proporcionan dichas curvas, para valores de "n" de 1.0 y 0.5 y para módulos de elasticidad de la carpeta de 15 000 lbs/pulg². A estas gráficas se entra con la diferencia de esfuerzos seleccionadas y el módulo de elasticidad calculado (módulo de deformación), utilizando los datos de la prueba triaxial. Si los valores de los esfuerzos supuestos y del módulo son correctos, el dibujo de la diferencia de esfuerzos contra el módulo de elasticidad caerá sobre la curva "m" apropiada. El espesor de concreto asfáltico, en pulgadas, se obtiene en la recta correspondiente de "m" en la parte superior de la gráfica. En la práctica es necesario utilizar varios valores de la diferencia de esfuerzos y los módulos de elasticidad correspondientes obtenidos de la curva esfuerzo-deformación.

Ejemplo Ilustrativo:

Utilídense los datos de la prueba triaxial proporcionados en la tabla 15.3, para determinar el espesor del pavimento de una autopista de primer orden, con un tránsito de 1500 vehículos por día.

Para este caso puede tomarse $m=n=1$. Supóngase que por especificaciones se requiere un mínimo de 2 pulgadas de carpeta con un módulo de deformación de 15 000 lbs/pulg². Diseñar el pavimento para los suelos indicados en la tabla 15.3.

TABLA 15.3 MODULO DE DEFORMACION

SUELO	DIFERENCIA DE ESFUERZOS	DEFORMACION	MODULO (lbs/pulg ²)
Arcilla Arenosa	6	0.00150	4 000
	7	0.00175	4 000
	8	0.00200	4 000
	9	0.00250	3 600
	10	0.00300	3 300
	11	0.00400	2 750
	12	0.00500	2 400
	13	0.00650	2 000
Arcilla	3	0.00175	1 710
	4	0.00250	1 600
	5	0.00350	1 430
	6	0.00600	1 000
	7	0.01000	700

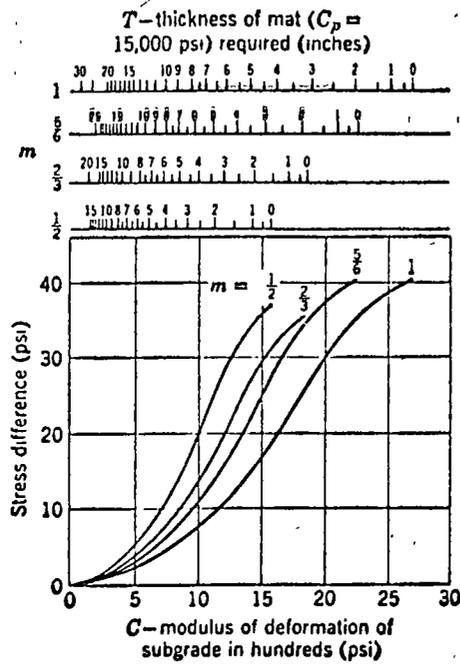
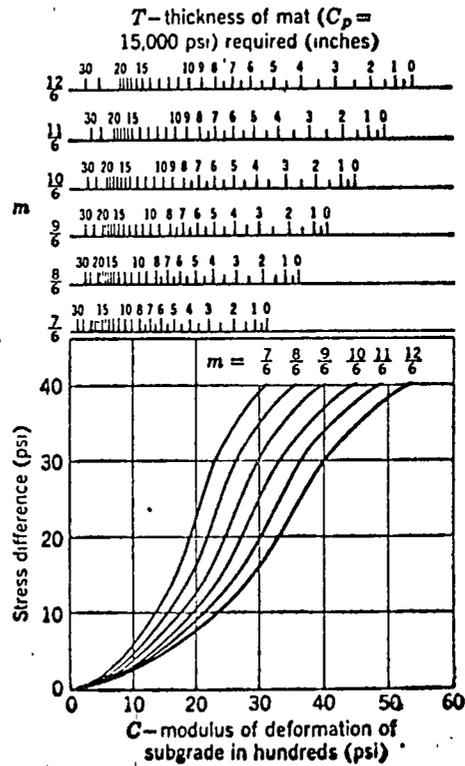


Figure 15.3. Thickness chart $n = 0.5, \Delta = 0.1, m = \frac{1}{2}$ to 1.0. (From Kansas Highway Department.)

Figure 15.4. Thickness chart, $n = 0.5, \Delta = 0.1, m = \frac{7}{6}$ to $1\frac{1}{2}$. (From Kansas Highway Department.)



Se han dibujado en la figura 15.1 los puntos correspondientes a los valores del módulo de deformación contra la diferencia de esfuerzos. De dicha figura se infiere que el módulo de deformación de la arcilla arenosa es de 2 500 lbs/pulg² y el correspondiente a la arcilla es de 1 500 lbs/pulg². Los espesores de pavimento asfáltico que se requieren colocar directamente sobre la subrasante son de 7.5 pulgadas y 12.5 pulgadas, respectivamente.

Supóngase que se cuenta con una roca triturada cuyo módulo de deformación es de 5880 lbs/pulg² y también con una grava redondeada graduada cuyo módulo de deformación es de 3740 lbs/pulg² las cuales pueden disponerse para la construcción del pavimento.

Para la subrasante arcillosa y utilizando 2 pulgadas de carpeta asfáltica, el espesor requerido para la capa de base de roca triturada es:

$$t_B = (T - t_p) \sqrt[3]{\frac{C_p}{C_B}} = (12.5 - 2.0) \sqrt[3]{\frac{15\,000}{5\,880}} = 14.3 \text{ pulgadas}$$

Por consiguiente, el pavimento deberá estar compuesto de 2 pulgadas de carpeta, colocadas sobre una base de 14.5 pulgadas de roca triturada. Si fuera deseable utilizar una subbase de grava redondeada, suponiendo una capa de base de 6 pulgadas, el espesor de subbase sería el siguiente:

$$t_{sB} = (t_B - 6) \sqrt[3]{\frac{C_B}{C_{sB}}} = (14.3 - 6.0) \sqrt[3]{\frac{5\,880}{3\,740}} = 9.7 \text{ pulgs.}$$

El pavimento estaría ahora constituido por 2 pulgadas de carpeta, 6 pulgadas de base y 10 pulgadas de subbase.

Para la subrasante de arena arcillosa y base de roca triturada se obtendría:

$$t_B = (7.5 - 2.0) \sqrt[3]{\frac{15\,000}{5\,880}} = 7.5 \text{ pulgadas}$$

Para estas condiciones el diseño consistiría de 2 pulgadas de carpeta asfáltica sobre una base de 7.5 pulgadas de roca triturada.

El método de diseño ofrece las ventajas de poder utilizar conceptos teóricos, siempre que puedan determinarse los coeficientes de correlación apropiados. De esta forma el método resulta aplicable a la mayoría de condiciones de cargas por rueda que puedan encontrarse, y se puede extrapolar para incluir un

gran número de condiciones, desde luego con la salvedad de que se cumplan las hipótesis planteadas y que las correlaciones establecidas sean las apropiadas. El método, sin embargo, adolece de las desventajas que trae consigo la dificultad y el costo de efectuar pruebas triaxiales. Adicionalmente, la velocidad utilizada en la aplicación de las cargas, afecta en forma considerable a los resultados de la prueba. Los suelos probados bajo condiciones de cargas rápidas presentan un módulo de elasticidad mayor que los suelos probados con cargas aplicadas a bajas velocidades.

Los procedimientos descritos anteriormente toman en cuenta a la calidad de los materiales utilizados para la capa de base. Por consiguiente, se obtendrán diferentes espesores de pavimento flexible para diferentes materiales de dicha capa. En este método también se toman en cuenta las diferencias que existen entre los materiales para la capa de base, considerando sus pesos volumétricos. Los materiales para la capa de base cuyo peso volumétrico es bajo, requieren de mayores espesores de pavimento que para el caso de que se utilicen los mismos materiales pero con pesos volumétricos mayores.

METODO DE TEXAS

El método de diseño del Estado de Texas (referencias 22, 24 y 25) se basa en una modificación de la prueba triaxial (Ver figura 8.6), utilizando el concepto de la envolvente de Mohr. Son dos los aspectos fundamentales en el procedimiento de diseño, como una primera etapa se cura a los especímenes secándolos parcialmente en un horno y a temperatura constante de 140°F durante un periodo de 8 horas. Posteriormente al curado se permite que los especímenes absorban agua por capilaridad, estando éstos dentro de una celda, con una presión lateral de confinamiento de 1 lb/pulg², y una presión vertical que varía de 0.33 a 1.00 lb/pulg²; esta condición de saturación capilar se mantiene hasta que se alcance la humedad de equilibrio. El diseño puede considerarse un periodo largo de vida del pavimento, por ejemplo de 10 a 30 años, o bien un periodo corto, menor que diez años. En lo que respecta a la vida del pavimento, se toma en consideración al concepto del "porcentaje de diseño" involucrado en ecuaciones como la siguiente:

$$\text{No. de años de vida} = 0.96 (10)^{0.01465 (\% \text{ de diseño})} \quad 4.1$$

De acuerdo con esta ecuación, se requeriría un 100% de diseño para un periodo de 28 años aproximadamente, y 20% para un periodo de 1.8 años, etc. La utilización de este análisis permite al proyectista efectuar el empleo económico de los materiales disponibles, y en particular, efectuar la construcción por etapas.

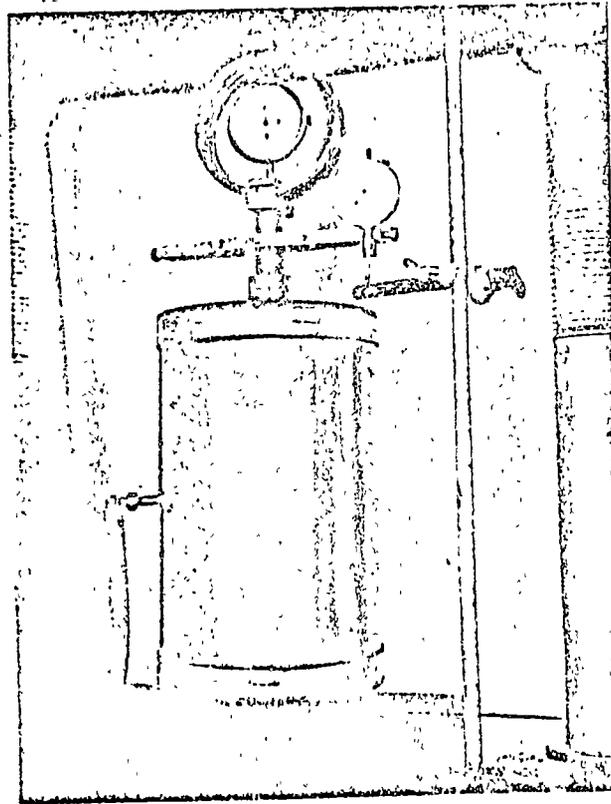


Figure 8.6. Texas triaxial cell.

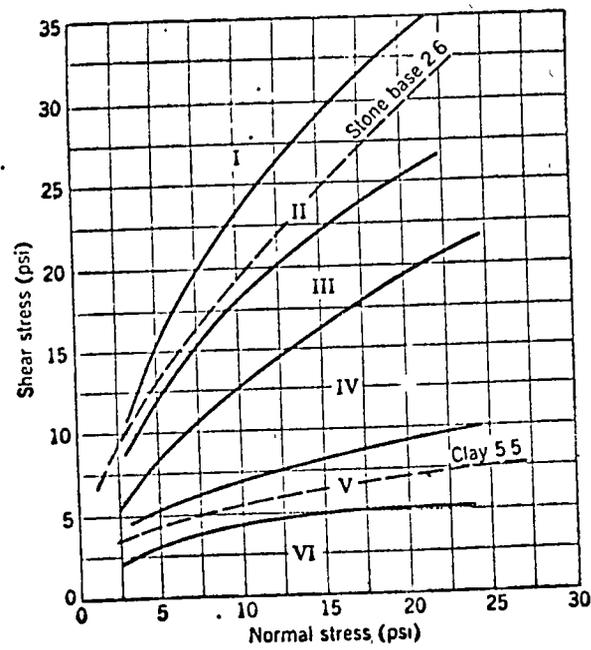


Figure 15.5. Texas classification chart. (From McDowell, Highway Research Board, Research Report 10-B.)

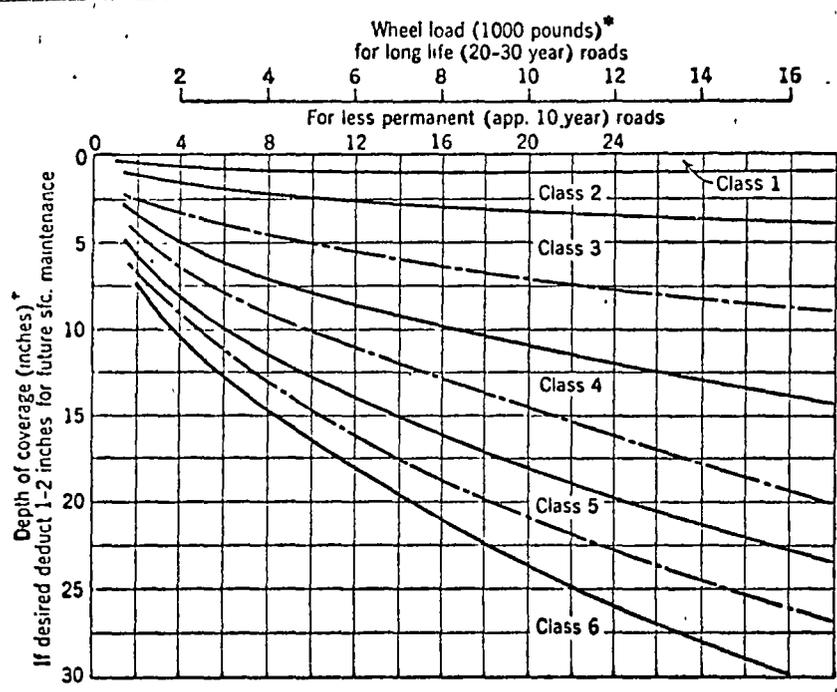


Figure 15.6. Pavement thickness. (From McDowell, Highway Research Board Research Report 16-B.)

* Average of ten heaviest wheel loads per average day.
† Depth of coverage consists of bituminous surfacing, bituminous surfacing plus base, or bituminous surfacing plus base plus subbase existing above material of known strength classification.

Debido a que los procedimientos empleados en Texas son algo diferentes a los adoptados por otras agencias, se considera oportuno discutir algunas de sus técnicas de prueba. En primer lugar se seca al aire una muestra de 200 a 300 libras, descartando la porción del material retenido en la malla de 2 pulgadas. Se obtienen curvas de humedad -peso volumétrico para los materiales, utilizando una técnica especial de compactación, en un molde de 6 pulgadas de diámetro por 8 pulgadas de altura. Se compactan los especímenes en 4 capas iguales de 2 pulgadas de espesor, elaborando seis especímenes con la humedad óptima. Se dejan en reposo los especímenes durante toda la noche y si no se desarrollan grietas de contracción en éstos, se les seca parcialmente dentro de un horno, a temperatura constante de 140°F, durante un período de 8 horas. Posteriormente se les somete a la acción de la humedad capilar, hasta que adquieran su humedad de equilibrio. Durante este período de absorción capilar se aplica una sobrecarga de 0.33 a 1.00 lb/pulg².

Posteriormente se prueban los especímenes en celdas triaxiales tipo "Texas", (celdas metálicas con membrana interior de hule), a una velocidad de deformación de 0.15 pulgadas por minuto. Se dibujan posteriormente los resultados obtenidos para definir tanto los círculos de Mohr como las envolventes de ruptura. En las figuras 15.5 y 15.6 se muestran las curvas de diseño; con base en la posición y pendiente de la envolvente de ruptura determinadas, se asignan números de clasificación a los materiales.

Ejemplo Ilustrativo:

En la figura 15.5 se muestran las envolventes de ruptura para una arcilla de subrasante y un material para base, a las cuales se clasificó con los números de 5.5 y 2.6 respectivamente. Para estos valores y considerando una vida larga del pavimento, así como una carga por rueda de 10 000 libras, se encuentra que se requieren 2 pulgadas de carpeta asfáltica y 19 pulgadas de base (21"-2"=19"), como se puede apreciar en la figura 15.6.

En el método de Texas se toma en cuenta al tránsito, utilizando el concepto de "porcentaje de diseño". Mc. Dowell (referencia 22) establece que, utilizando estas técnicas, se pueden obtener pavimentos de vida larga y con un espesor menor del requerido en 1.5 pulgadas, aproximadamente. En consecuencia, es una práctica común en el Estado de Texas, el reservar una ó dos pulgadas de carpeta para una futura aplicación.

METODO DEL ESTABILOMETRO

En esta sección se presenta un compendio del método propuesto por Hveem y Carmany (referencia 15), del Departamento de carreteras de California. Se ha desarrollado una gráfica de diseño relativamente sencilla y en donde se toman en cuenta ciertas características del suelo de subrasante y del pavimento, así como las cargas aplicadas en la superficie.

El diseño se basa en el principio de que la carga transmitida a través de una capa de base o material asfáltico puede o no distribuirse sobre la subrasante, según la forma convencional. En lugar de ello, las partículas de cualquier capa pueden desplazarse a lo largo de una trayectoria curva y, por consiguiente, son capaces de desarrollar una fuerza ascendente contra la superficie inferior de la base o de la carpeta (ver figura 2.11) En el análisis se establecen dos de los factores de diseño del pavimento.

El espesor requerido de pavimento depende de varios aspectos. En primer lugar, con base en el análisis teórico presentado en el capítulo 2, se puede establecer que el espesor varía directamente con la presión de inflado de la llanta, p , del radio del área cargada, y el logaritmo del número de las repeticiones de carga (Capítulo 4), y de acuerdo con Hveem y Carmany, varía también en forma inversa con la raíz quinta del valor de la cohesión de la capa superficial. Los datos del comportamiento en el campo han permitido observar que el espesor es una función lineal de $[1 - (Ph/pv)]$.

Para evitar la confusión con los valores tradicionales de soporte, se definió originalmente un valor de estabilidad como:

$$R = \left(1 - \frac{Ph}{Pv}\right) 100 \quad (15.4)$$

Esta ecuación fue modificada posteriormente, como se muestra en la ecuación 8.9 siguiente:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5}{D_2} \left(\frac{Pv}{Ph} - 1\right) + 1} \quad (8.9)$$

En donde:

- R = valor de resistencia
- Pv = presión vertical aplicada
- Ph = Presión horizontal transmitida por la Pv
- D₂ = Desplazamiento en estabilómetro, para elevar la presión horizontal de 5 a 100 psi.

Colocando a todas las variables en una sola expresión, se obtiene la ecuación 15.5.

En esta expresión T varía de acuerdo con la función:

$$T = K \frac{p \sqrt{A} \log r}{5\sqrt{c}} \left(\frac{Ph}{Pv} - 0.10 \right) \quad (15.5)$$

En donde:

- T = Espesor del Pavimento
- K = Constante de Correlación (0.0175)
- Ph = Presión horizontal transmitida
- p = Presión de inflado de las llantas
- A = Area de Contacto
- r = número de repeticiones de esfuerzos
- c = Valor del Cohesímetro (aproximadamente igual al modulo de ruptura x 45.4)
- Pv = Presión vertical aplicada = 160 lb/pulg².

Haciendo nuevos arreglos a la ecuación 15.5, se obtiene la siguiente expresión:

$$T = \frac{K' (TI) (90 - R)}{5\sqrt{c}} \quad 15.6$$

En donde:

- K' = 0.095; calculada para una carga por rueda de 5 000 lbs y presión de inflado en las llantas de 70 lbs/pulg², - incluyendo un factor de correlación ligeramente en exceso de 0.0175, como factor de seguridad.
- TI = Índice de tránsito, originalmente considerado como el logaritmo del número de repeticiones y posteriormente calculado como se discute en parágrafos posteriores.
- R = Valores de resistencia, de acuerdo con la ecuación 8.9.
- C = Valor de Cohesímetro.

Evaluación de las cargas por eje. Se utiliza un procedimiento empírico del efecto compuesto y acumulado de las cargas por rueda y sus repeticiones, partiendo de la transformación de las cargas por eje a cargas equivalentes de 5000 lb por rueda, de acuerdo con los factores de correlación indicados en la tabla 4.8 siguiente:

TABLA 4.8 CONSTANTES DE CARGA POR RUEDA EQUIVALENTE

Número de ejes	Constantes
2	330
3	1070
4	2460
5	4620
6	3040

Debe efectuarse, en primer término, una estimación del número de vehículos equipados con diferentes combinaciones de ejes. La estimación se lleva a cabo con el auxilio de aforos de tránsito, calculando el índice de tránsito por medio de la ecuación 15.7.

$$TI = 1.35 (EWL)^{0.6} \quad (15.7)$$

La carga por rueda equivalente (Equivalent Wheel Load) es la suma acumulada de los productos de las constantes mostradas en la tabla 4.8, multiplicadas por el número de repeticiones aplicadas por cada grupo de ejes.

Gráfica de Diseño. En la figura 15.7 se muestra una gráfica que resuelve la fórmula de diseño (ecuación 15.6). Esta gráfica se utiliza en la forma siguiente:

Se localizan los valores de estabilómetro R y del índice de tránsito TI en las escalas de la derecha, se unen estos puntos con una recta y se prolonga ésta hasta interceptar la escala central (grava equivalente). A partir de este punto de intersección, se traza una recta a través del punto que indique el valor de cohesiómetro obtenido y se prolonga ésta hasta interceptar a la escala de la derecha, en donde se obtendrá el espesor del pavimento.

Es oportuno señalar que en este método se utiliza como base para los cálculos ruedas sencillas de 5 000 lb. Las cargas por rueda equivalente se calculan con base en el tránsito considerado en un solo sentido durante la vida del pavimento. La escala central de la figura 15.7, proporciona el llamado "espesor de grava equivalente". Este es el espesor obtenido con base en la ecuación 15.6, utilizando un valor de cohesiómetro de 100, y es el espesor requerido de base granular y sin carpeta asfáltica.

Valores de Cohesiómetro. En la mayoría de los problemas, la utilización de un valor promedio de cohesiómetro para todo el pavimento, ha dado resultados satisfactorios. En la tabla 8.1 se muestran valores de cohesiómetro típicos.

TABLA 8.1 VALORES DE COHESIOMETRO PARA DIFERENTES MATERIALES

Material	Valor de Cohesio- metro.
Base tratada con cemento Portland, Clase A	1 500
Base tratada con cemento Portland, Clase B	750
Mezcla en planta con cementos asfálticos (de 85 a 300 grados de penetración)	400

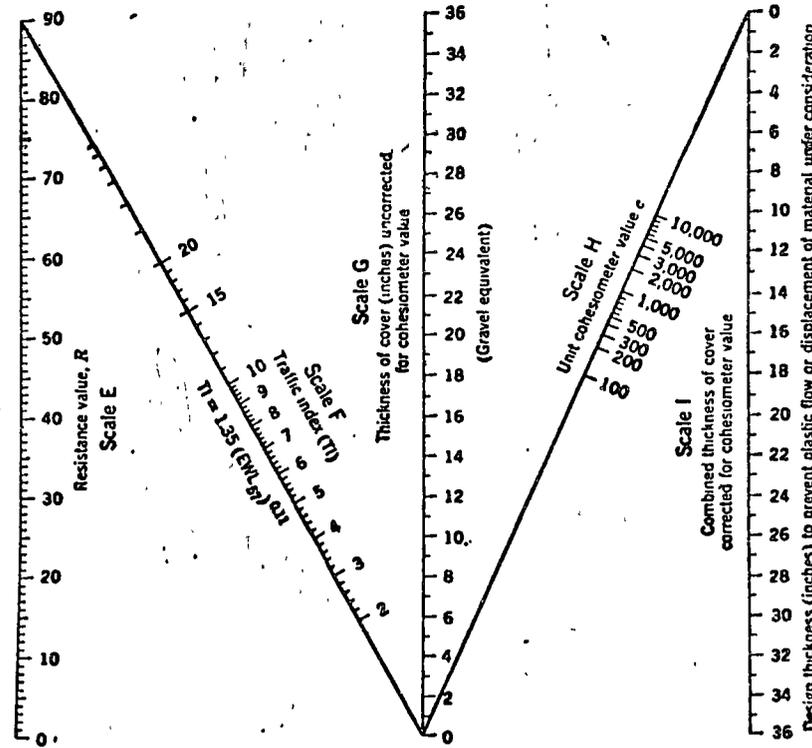


Figure 15.7. Chart for solution of equation 15.6. (From California Division of Highways.)

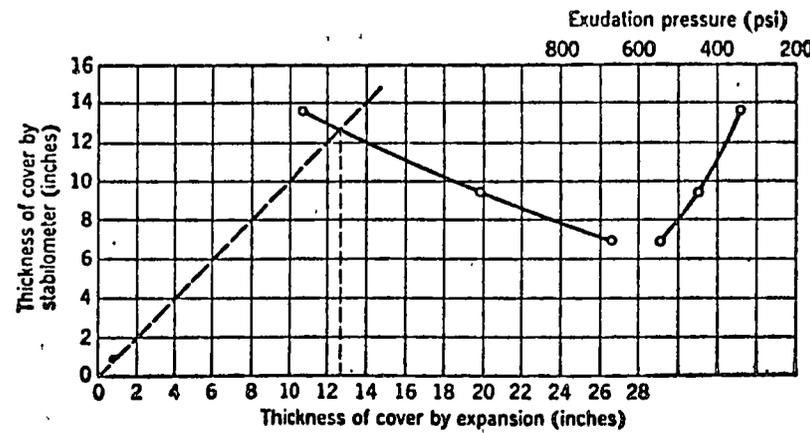


Figure 15.8. Required thickness of pavement.

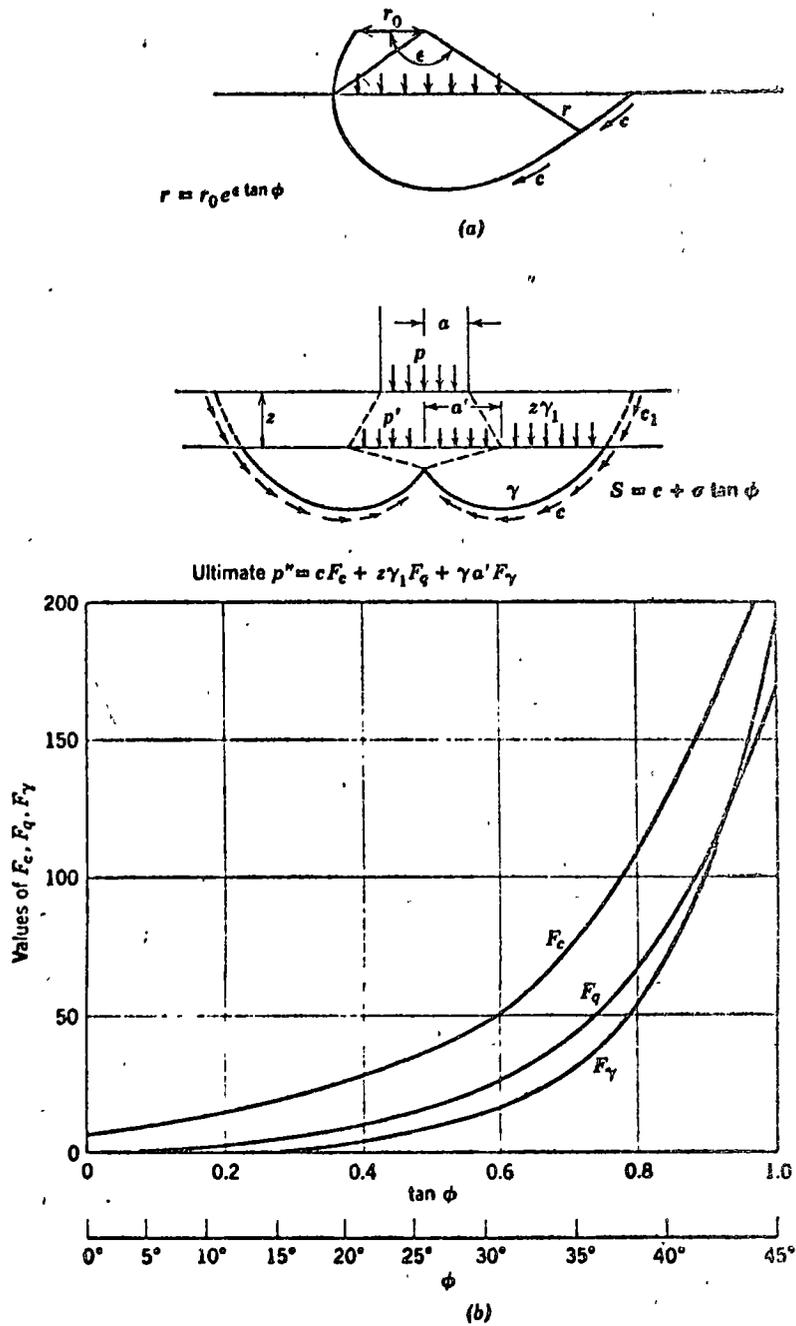


Figure 2.11. Logarithmic spiral analysis. (a) Features of logarithmic spiral; (b) bearing capacity, circular load.

Material	Valor de Cohesiómetro
Mezclas en planta con asfaltos rebajados de los tipos 4 y 5, mezclas de <u>textura</u> abierta y mezclas en el lugar.	150
Tratamientos asfálticos superficiales, bases tratadas con cemento Portland, - clase C y todas las bases y subbases sin tratamiento.	100

Cuando se pretende utilizar más de una capa en el pavimento el valor de cohesiómetro se debe determinar en la forma siguiente: utilizando la figura 15.7 se obtiene el espesor de grava equivalente para cada capa, se suman los espesores individuales obtenidos y este valor se convierte a un valor equivalente de cohesiómetro. Por ejemplo: supóngase que un pavimento consiste de 3 pulgadas de carpeta asfáltica con un valor de cohesiómetro de 400, y de una base tratada con cemento Portland de 6 pulgadas de espesor, con un valor de cohesiómetro de 750. Conectando el punto correspondiente a 3 pulgadas en la escala I con el punto correspondiente a 400 en la escala H, se encuentra que el espesor de grava equivalente para la carpeta asfáltica es de 4 pulgadas. En forma similar se encuentra que el espesor de grava equivalente para la base es de 9.5 pulgadas. La suma de ambos espesores equivalentes es de:

$$9.5 + 4.0 = 13.5 \text{ pulgadas}$$

Por el punto correspondiente a este valor en la escala G, se traza una recta hacia el punto correspondiente al valor real de $(3.0 + 6.0) = 9.0$ pulgadas en la escala I. La intersección en la escala H proporciona el valor equivalente de cohesiómetro de 600.

Presiones de Exudación. Una vez compactados los especímenes de los suelos o materiales de base, se les somete a pruebas de presión de exudación. La manera de llevar a cabo esto, consiste en cargar al espécimen a una velocidad de 2 000 lbs. por minuto, hasta que el agua es expulsada. A la presión bajo la cual sucede lo anterior se le conoce como presión de exudación.

Presiones de Expansión.- Posteriormente se efectúan pruebas para determinar las presiones de expansión que se desarrollan en la subrasante, cuando se compacta con diferentes humedades; se hacen algunos cálculos para determinar el espesor necesario de pavimento para equilibrar estas presiones de expansión. También se determinan los espesores requeridos para estos materiales, con base en pruebas de estabilómetro, compactados con humedades

similares. Por último se comparan los espesores requeridos por estabilidad, expansión y exudación para determinar el espesor definitivo del pavimento.

Ejemplo Ilustrativo:

Supónganse los siguientes datos:

Humedad (%)	Valor de R	Presión de expansión (lbs/pulg ²)
12	30	0.8
11	50	1.5
10	60	2.0

Análisis de Tránsito

Número de Ejes	Transito Promedio diario (un sentido)	Constante de Equivalencia	Producto
2	650	330	215 000
3	350	1070	374 000
4	110	2460	271 000
5	145	4620	668 000
6	110	3040	334 000
EWL Total =			1 862 000

Suponiendo un incremento en el tránsito de 50% en 10 años.

$$10 (1\ 862\ 000) \frac{1.0 + 1.5}{2} = 23.3 \text{ millones}$$

El índice de tránsito es:

$$TI = 1.35 (23\ 300\ 000)^{0.11} = 8.71$$

Supóngase que se va a colocar una carpeta de 4 pulgadas de espesor, con un valor de cohesiómetro de 400 y una base tratada con cemento Portland con un valor de cohesiómetro de 750. Para esta combinación el valor de cohesiómetro es de 600. Utilizando este valor y calculando los espesores de pavimento para equilibrar la presión de expansión, se obtienen los siguientes resultados:

Humedad en %	Espesor por Estabilidad en pulgadas	Espesores por expansión en pulgadas*.
12	13.9	10.6
11	9.5	19.8
10	7.0	26.6

* Los espesores por expansión se obtienen dividiendo a la presión de expansión entre el peso volumétrico del pavimento. - Para este caso se supuso este peso de 130 lbs/pie³, o sea:

$$\frac{130}{12 \times 12 \times 12} = 0.0754 \text{ lbs/pulg}^3$$

Por ejemplo, para la humedad de 12%

$$\frac{0.8}{0.0754} \frac{\text{lbs/pulg}^2}{\text{lbs/pulg}^3} = 10.6 \text{ pulgadas}$$

Dibujando los resultados obtenidos, en una gráfica como la de la figura 15.8, se puede notar que el punto en donde el espesor por estabilidad es igual al espesor por expansión corresponde a 12.5 pulgadas. En algunos casos puede ser necesario suponer varios espesores de carpeta y base, hasta que el espesor requerido sea igual al supuesto al calcular el valor equivalente de cohesiómetro.

Si ahora se supone que las presiones de exudación del material de subrasante resultaron ser de 340, 450 y 550, respectivamente, de acuerdo con el procedimiento de California se debe utilizar para el diseño el mayor valor de R, ya sea el correspondiente a 12.5 pulgadas (redondeando a 13 pulgadas) o bien, el correspondiente a una presión de exudación de 400 lbs/pulg². La decisión definitiva se toma con base en curvas como la dibujada en la figura 15.8, en donde se han dibujado los puntos correspondientes a la presión de exudación contra los espesores necesarios por estabilidad. Se obtiene el espesor necesario para la presión de exudación de 400 lbs/pulg² y, posteriormente, utilizando la gráfica de la figura 15.7 se determina el valor de R.

El procedimiento de diseño de pavimentos propuesto por Hveem y Carmany demuestra muchos de los principios de diseño, ya que toma en cuenta el número de repeticiones de carga, cohesión de las capas superficiales del pavimento, resistencia de la subrasante, magnitud de las cargas, y el radio del área de contacto de la llanta.

Una vez introducidas todas las variables en una sola expresión, se hace necesario evaluar solamente la constante de correlación K para obtener la igualdad en la mencionada expresión. Se puede extrapolar este método de un lugar a otro, siempre que se utilicen los coeficientes de correlación adecuados.

Resulta dudoso por ejemplo que el valor de K adoptado por el estado de California sea aplicable a una región en donde se tuvieran condiciones severas de congelamiento. Asimismo, las condiciones de precipitación pluvial afectan considerablemente a la constante de correlación. Sin embargo, debido a que los factores básicos que afectan al espesor del pavimento se encuentran presentes en la ecuación de diseño, estas técnicas presentan un método mediante el cual se pueden extrapolar datos en lo que respecta a las cargas por rueda y al número de repeticiones.

El concepto de carga por rueda equivalente ha sido adoptado en muchos estados y se puede utilizar con otros procedimientos de diseño, tales como el método del CBR, el del Índice de Grupo y otros. A este respecto, se supone que los deterioros en los pavimentos varían con el logaritmo del número de repeticiones. Por consiguiente, cuando se trate de números muy altos de repeticiones de carga, pequeñas diferencias en los volúmenes de tránsito no producen cambios apreciables en el Índice de Tránsito (TI). En efecto, en algunas ocasiones se obtiene bastante aproximación con la simple estimación del número de ejes cargados, sin tener que recurrir a estaciones de aforo y datos de peso de los vehículos.

METODO DE MCLEOD

Este método se basa en la ecuación siguiente:

$$T = K \log \frac{P}{S}$$

En donde:

- T = espesor requerido de base granular, en pulgadas.
- P = carga por rueda, libras.
- S = valor soporte de la subrasante, en libras, para la misma área de contacto, deflexión y número de repeticiones de carga, correspondientes a la carga aplicada P.
- K = constante de la capa de base, determinada en una prueba de placa y que depende del diámetro de la misma.

El método se desarrolla ampliamente en el Capítulo 14, -- por lo tanto únicamente se discutirán los aspectos de su aplicación al caso de pavimentos flexibles para carreteras ya que, en principio, los procedimientos básicos de diseño son idénticos que para el caso de aeropuertos. Las curvas de diseño sugeridas por McLeod se presentan en la figura 15.9 b, y se basan en el valor soporte de la subrasante, determinado con una placa de 12 pulgadas de diámetro, para una deformación de 0.2 pulgadas y 10 repeticiones de carga.

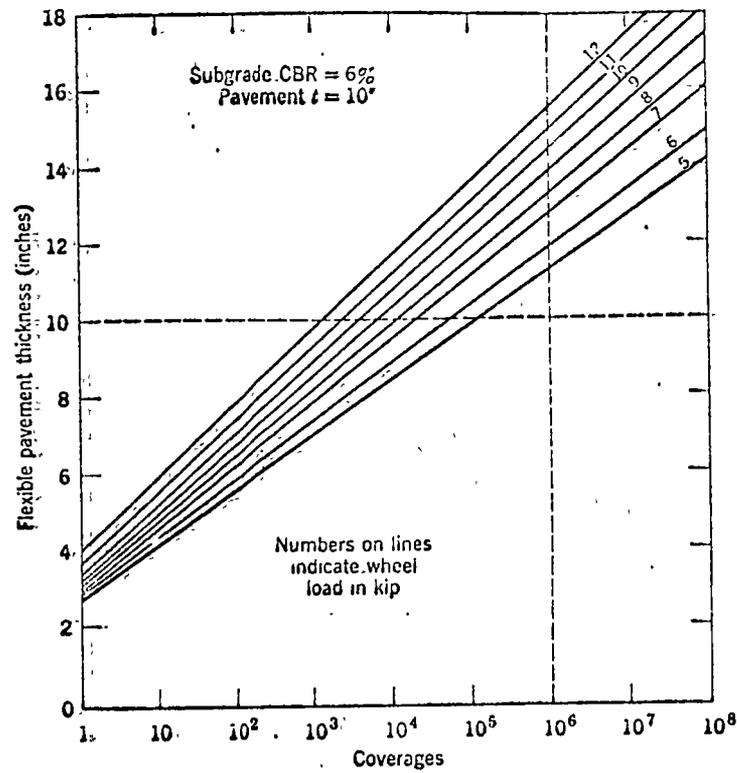


Figure 4.12: Coverages versus thickness (capacity design = 1,000,000 coverages; thickness for one coverage = 25 per cent of design thickness).

TABLE 4.6. COVERAGES AND EQUIVALENT WHEEL LOADS
(Flexible Pavement = 10 inches; CBR = 6 per cent)

Wheel Load: (lb)	Coverages to Failure (1000)	Equivalent 5000 pounds
5,000	105.0	1.0
6,000	50.0	2.1
7,000	22.5	4.7
8,000	13.0	8.2
9,000	6.5	16.3
10,000	3.3	32.0
11,000	1.7	62.0
12,000	1.0	105.0

TABLE 4.7. EQUIVALENT WHEEL-LOAD FACTORS

Wheel Load (lb)	Factor
5,000	1
6,000	2
7,000	4
8,000	8
9,000	16
10,000	32
11,000	64
12,000	128
13,000	256

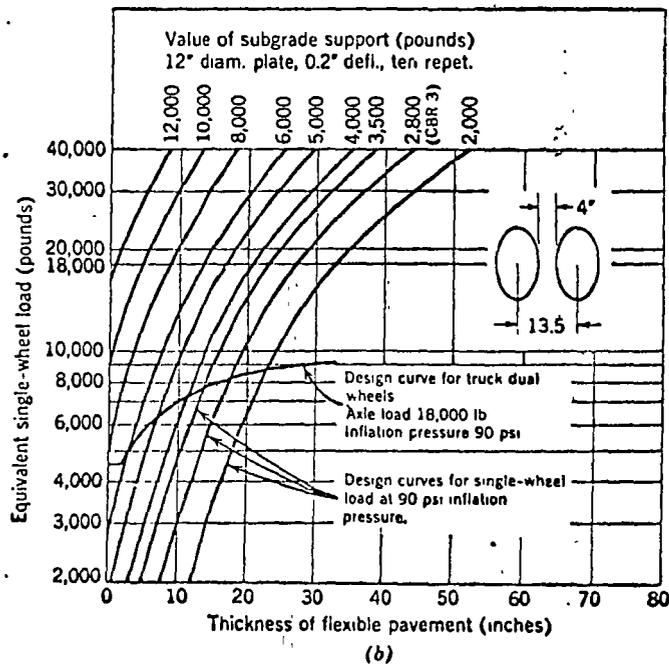
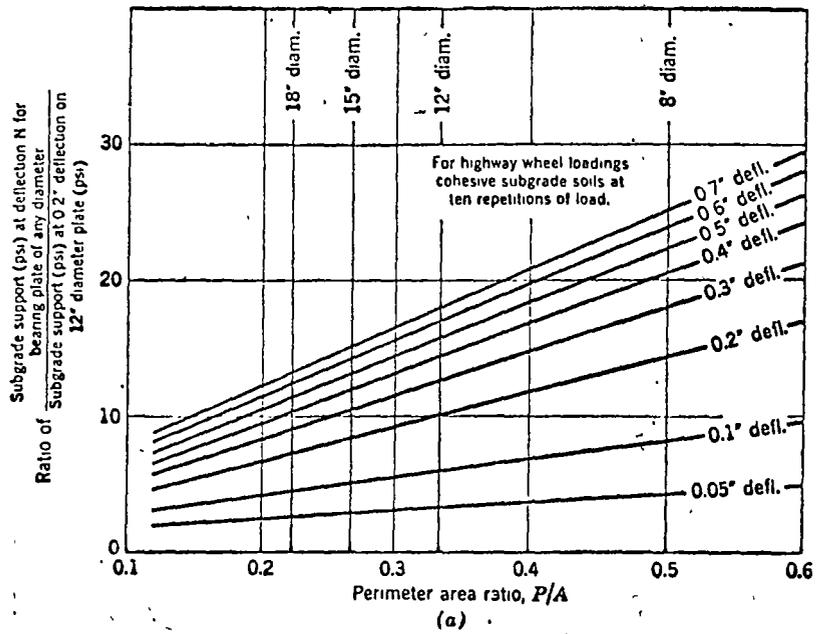


Figure 15.9. McLeod design data, highway loads. (a) Relationships of subgrade support; (b) design and evaluation chart. (From McLeod, *Proceedings, AAPT*, 1958.)

Consideraciones sobre el Tránsito.- Las curvas de la citada Figura 15.9 son aplicables a una capacidad de diseño, considerada de un millón de cubrimientos de la carga de diseño o su equivalente, en un lapso de 25 años. Se supone también que un cubrimiento de dicha carga puede ser soportado por un espesor del 25% del espesor diseñado para la capacidad total. Los datos relativos al tránsito se manejan en forma similar a la descrita en el Capítulo 4, ver Figura 4.12. En esta figura se ejemplifica un caso particular.

El espesor requerido para cada carga por rueda, para este suelo en particular se determinó en la Figura 15.10. A continuación se dibujaron estos valores en la ordenada correspondiente a un millón de cubrimientos; el 25% del espesor se dibujó para un cubrimiento. Estos puntos se unieron con líneas rectas. La Tabla 4.6 muestra la equivalencia de cubrimientos para un pavimento de 10 pulgadas, donde se observa que los factores de multiplicación, se duplican aproximadamente.

Se debe hacer notar que los cálculos anteriores no son sino ejemplos y que los factores de equivalencia varían dependiendo del tipo y espesor del pavimento, así como también de la magnitud de la carga aplicada. Los factores de equivalencia que son más ampliamente usados por los ingenieros, se presentan en la tabla 4.7. Para el caso de carreteras, las cargas por rueda en general se convierten a cargas equivalentes de 5 000 libras por rueda.

METODO DE DISEÑO DEL VALOR SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR)

Los procedimientos para el diseño de pavimentos para carreteras utilizando la prueba de CBR son, en esencia, idénticos a los adoptados para el caso de aeropuertos. En la mayoría de tales métodos, las curvas de diseño varían considerablemente de un estado a otro, fundamentalmente porque en algunos de ellos se toman en cuenta las variables de tránsito, clima, acción de las heladas, etc. en tanto que otras agencias no las consideran.

La mayoría de las curvas de diseño por el método del CBR, son derivadas de las que fueron propuestas originalmente por el Sr. O.J. Porter. En la figura 15.10 se presenta una familia de curvas recomendada por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos para el diseño de pavimentos para carreteras. Las curvas para cargas por rueda de 6 000 y 9 000 libras son esencialmente las curvas A y B del método original (Ver Figura 14.13). Por medio de estas gráficas se determina el espesor requerido de pavimento sobre un material con un determinado valor de CBR. Se observa en la figura 15.10 que no se establecen diferencias para rodadas sencillas y dobles; sin embargo, puede suponerse que cargas mayores de 9 000 libras corresponden a ruedas dobles.

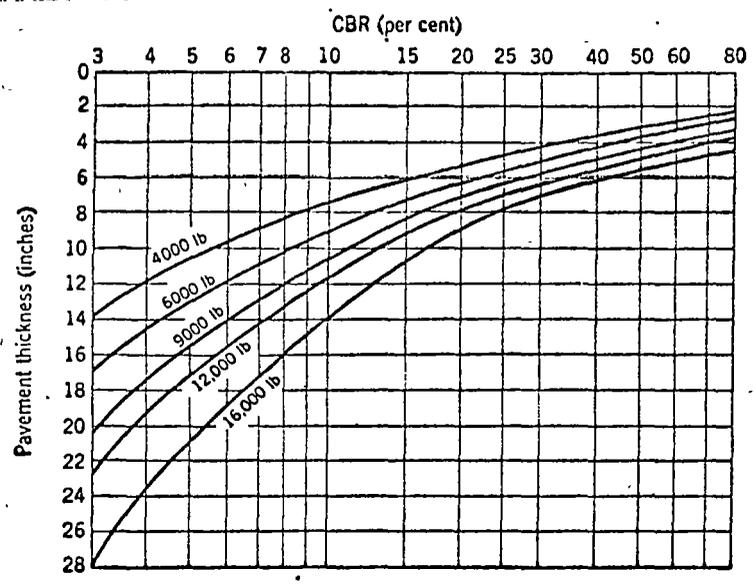


Figure 15.10. Highway design curves. (From Corps of Engineers.)

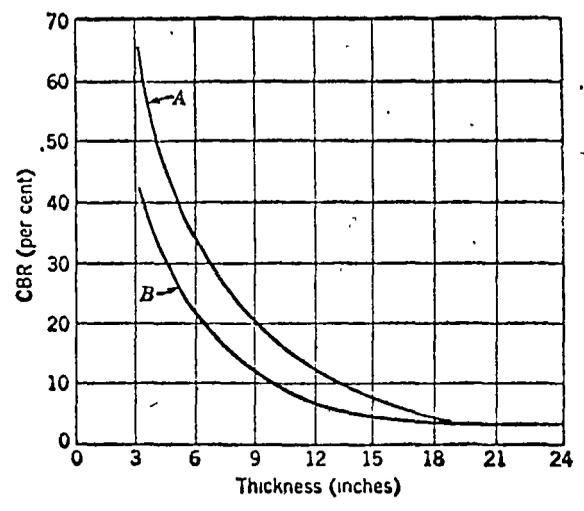


Figure 14.13. Original CBR curves. A is 1942 data; B is original data. From Figure 5 of Porter, "Development of CBR Flexible Pavement Methods for Airfields," a symposium, *Transactions ASCE*, 1950.)

Curvas de Diseño de Kentucky.- En la Figura 15.11 se presentan las curvas usadas en el Estado de Kentucky, las que están basadas en el concepto de carga por rueda equivalente. En las curvas se hace intervenir el número de repeticiones de carga en combinación con las cargas por rueda. Estas cargas se transforman a cargas equivalentes de 5 000 libras por rueda, utilizando los factores de conversión de la tabla siguiente.

Carga por rueda libras	factor
5000	1
6000	2
7000	4
8000	8
9000	16
10000	32
11000	64
12000	128
13000	256

El procedimiento de cálculo para este método es relativamente sencillo. Por ejemplo, si en un caso se tiene un grupo de cargas por rueda entre 6500 y 7500 libras, puede considerarse una carga promedio por rueda de 7000 libras, suponiendo que un aforo de tránsito indica 10 000 repeticiones de la carga promedio de 7000 libras, el número de repeticiones de la carga equivalente de 5000 libras por rueda será $4 \times 10\ 000 = 40\ 000$ repeticiones.

El paso siguiente será elegir la curva de diseño apropiada, entre las anotadas en la tabla de la Figura 15.11.

Método de Wyoming.- Los ingenieros del estado de Wyoming han adoptado una modificación del método del CBR. En el método propuesto se hacen intervenir variables tales como la precipitación anual, posición del nivel de aguas freáticas, efecto de heladas, condiciones existentes en el área en que se ubica la carretera, además del tránsito. Cada uno de los factores anteriores se valúa en la forma indicada en la tabla 15.4. La suma de los valores seleccionados para cada uno de los factores, se utiliza para determinar la curva de diseño. La precipitación anual, determinada en las estaciones pluviométricas instaladas en el estado, varía entre 5 y 50 pulgadas por año. La posición del nivel de aguas freáticas se determina a partir del nivel de la rasante terminada. Los valores relativos al efecto de las heladas se determinan en forma cualitativa, a partir de la experiencia obtenida del comportamiento observado en carreteras, cuyas condiciones sean similares a la de proyecto. Si se observan expansiones ligeras debidas al congelamiento, el efecto de las heladas deberá considerarse ligero; expansiones hasta de 2 pulgadas deberán considerarse correspondientes a un efecto mediano y si la expansión excede de 2 pulgadas, el efecto deberá considerarse como intenso.

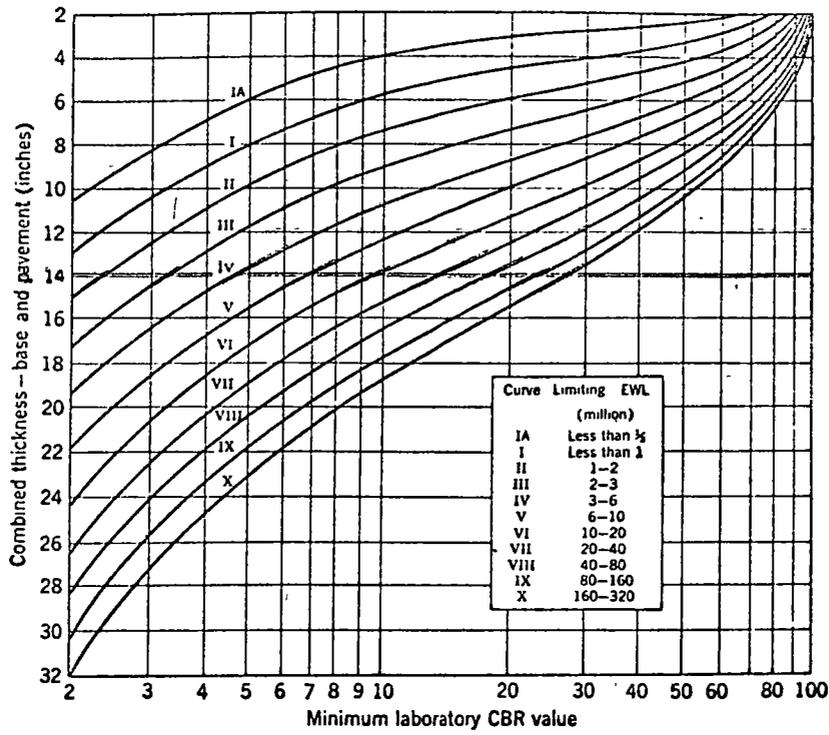


Figure 15.11. Kentucky design curves for flexible pavements. Courtesy W. B. Drake and J. H. Havens.)

Total value	0-2	3-6	7-11	12-17	18-24	25-32	33-41	42-53
Design curve	4	5	6	7	8	9	12	15

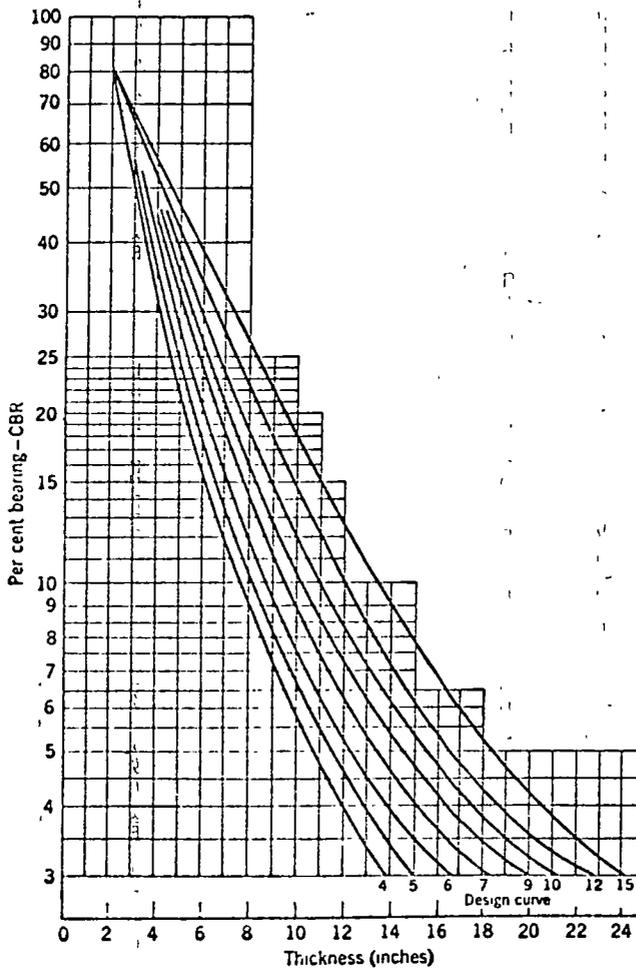


Figure 15.12. Wyoming design chart. From Russell and Olinger, *Proceedings, Highway Research Board, 1947.*)

Las condiciones imperantes en el área del proyecto incluyen factores como drenaje superficial, subdrenaje, nevadas, y cualquier otro aspecto que pudiera afectar al diseño. El tránsito es considerado mediante el concepto de carga por rueda -- equivalente, interviniendo para los cálculos las cargas por -- rueda iguales o mayores de 4 500 libras.

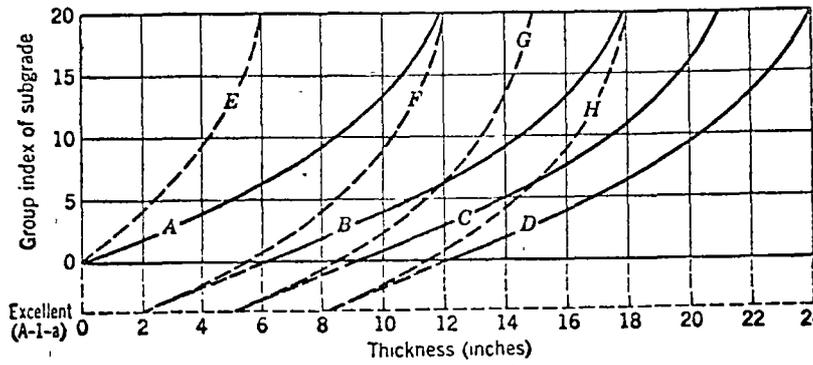
En la Figura 15.12 se presentan las curvas de diseño, las que se emplean en la forma usual, es decir, el valor de CBR de diseño proporciona el espesor requerido de pavimento sobre el material de terracerías, necesario para no rebasar los esfuerzos que este material puede resistir. Por otra parte este método supone que la subrasante será compactada como mínimo al 95% referido al procedimiento AASHO estándar.

Factores de Diseño

Concepto	Límites	Valor
Precipitación Anual	5 - 10 pulg.	0
	10 - 15 pulg.	1
	15 - 20 pulg.	3
	20 - 25 pulg. (dreneje ligero)	6
	25 - 50 pulg. (drenaje intenso)	10
Nivel de Aguas Freáticas	No evidente	0
	6-10 pies bajo la rasante	1
	4-6 pies bajo la rasante	3
	2-4 pies bajo la rasante	5
Efecto de Heladas	Ninguno	0
	Ligero	1
	Mediano	3
	Intenso	8
Condiciones Existentes	Excelentes	0
	Regulares	2
	Adversas	6
Tránsito	0.0 - 1.0 millones	0
	1.0 - 2.0 millones	2
	2.0 - 3.0 millones	4
	3.0 - 5.0 millones	6
	etc. más de 15.0 millones	24

Este procedimiento representa en sí un intento de análisis racional, utilizando la prueba de CBR para el diseño de pavimento flexibles, ya que factores tales como precipitación pluvial, efecto de las heladas, posición del nivel de aguas freáticas y tránsito intervienen para el diseño; por otra parte

General Evaluation of Subgrade	Group Index Range of Subgrade	Daily Volume of Com. Traffic			
		Light (less than 50)	Medium (50 to 300)	Heavy (more than 300)	
Excellent (A-1-a)					Surface and base thicknesses, vary with volume of truck traffic
		6"	9"	12"	
Good	0-1				Select subbase thicknesses, vary with subgrade characteristics
Fair	2-4	4"	4"	4"	
Poor	5-9	8"	8"	8"	
Very poor	10-20	12"	12"	12"	



- Curve A. Thickness of select material subbase only
- Curve B. Combined thickness of surface, base, subbase—light traffic
- Curve C. Combined thickness of surface, base, subbase—medium traffic
- Curve D. Combined thickness of surface, base, subbase—heavy traffic
- Curve E. Thickness of additional base which may be substituted for subbase of curve A
- Curve F. Combined thickness of surface, base (no subbase)—light traffic
- Curve G. Combined thickness of surface, base (no subbase)—medium traffic
- Curve H. Combined thickness of surface, base (no subbase)—heavy traffic

Figure 15.13. Group index design chart. (From Steele, *Proceedings, Highway Research Board*, 1945.)

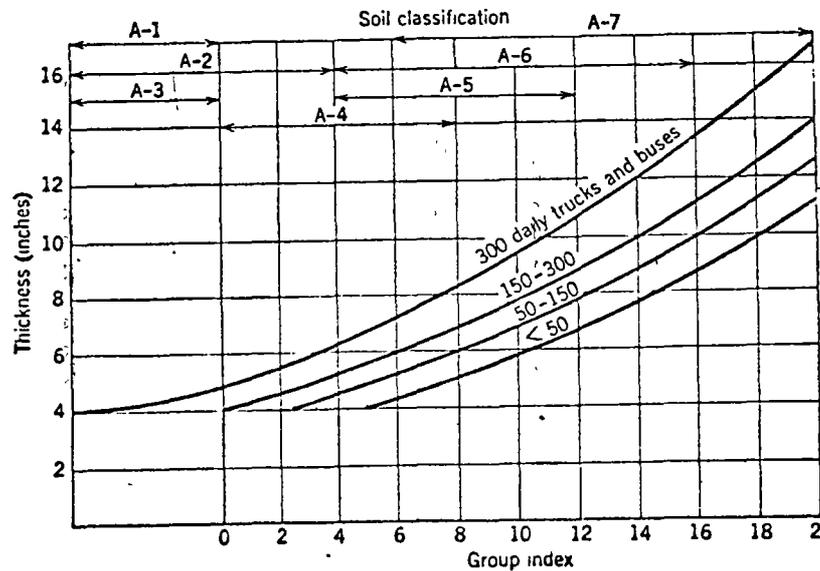


Figure 15.14. Group-index design chart. From Davis and Jones, *Highway Research Board Research Report 16-B*.

Se determinan valores de CBR, representativos de los correspondientes a la época de deshielo en la primavera y con base en ellos, se asignan los espesores de pavimento correspondientes a cada grupo de suelos. Las condiciones climatológicas en el Estado son de tal naturaleza, que el problema principal en algunas áreas es ocasionado por el efecto de las heladas, por lo tanto, los valores de diseño corresponden al período crítico de deshielo en la primavera. Este método involucra la realización de observaciones sobre el comportamiento de los pavimentos sobre los diferentes tipos de suelos, efectuando a continuación un balance de tal comportamiento. Los mapas de suelos incluyen la presentación de todos los tipos de suelos presentes, con su denominación y aspectos relativos al drenaje. La elaboración de estos mapas se realiza en fajas de 200 pies de ancho o mayores.

METODO DE CAROLINA DEL NORTE

El método se basa en datos de pruebas de placa, efectuadas en el Laboratorio. Se compactan muestras de material de subrasante con compactadores neumáticos, en cajas de 42 pulgadas de ancho, 30 de profundidad y 14 pies de longitud. Las placas de carga son circulares con diámetros de 6 $\frac{2}{3}$, 8, 10 y 13 $\frac{1}{3}$ pulgadas. Las presiones de soporte obtenidas de esta manera intervienen en las ecuaciones del cálculo de los esfuerzos en pavimentos prototipo para la carga de diseño. La Figura 15.15 muestra las curvas usadas para el diseño.

METODO DEL CONO DE DAKOTA DEL NORTE

En el Estado de Dakota del Norte se determina un valor soporte en el suelo de subrasante por medio de un cono, y a continuación se determina el espesor del pavimento por medio de la Figura 15.16. El cono empleado en la prueba tiene 4 pulgadas de longitud y un diámetro de 1.15 pulgadas en la base. De acuerdo con el procedimiento de diseño, se requerirá una capa de subbase cuando se obtengan valores con el cono menores de 400 psi.

CURVAS DEL INSTITUTO DEL ASFALTO

El Instituto del Asfalto ha adoptado las curvas mostradas en la Figura 15.17. El espesor del pavimento depende de una clasificación del tránsito, por ejemplo, el tránsito ligero está constituido por un mínimo de 5 camiones comerciales y autobuses por carril y por día y 25 automóviles y camiones ligeros por carril y por día. Los valores para tránsito mediano son 25 y 500 vehículos de cada uno de los grupos arriba citados; el tránsito pesado se integra con 250 camiones y un número ilimitado de automóviles. Finalmente, el tránsito muy pesado considera un número ilimitado de vehículos.

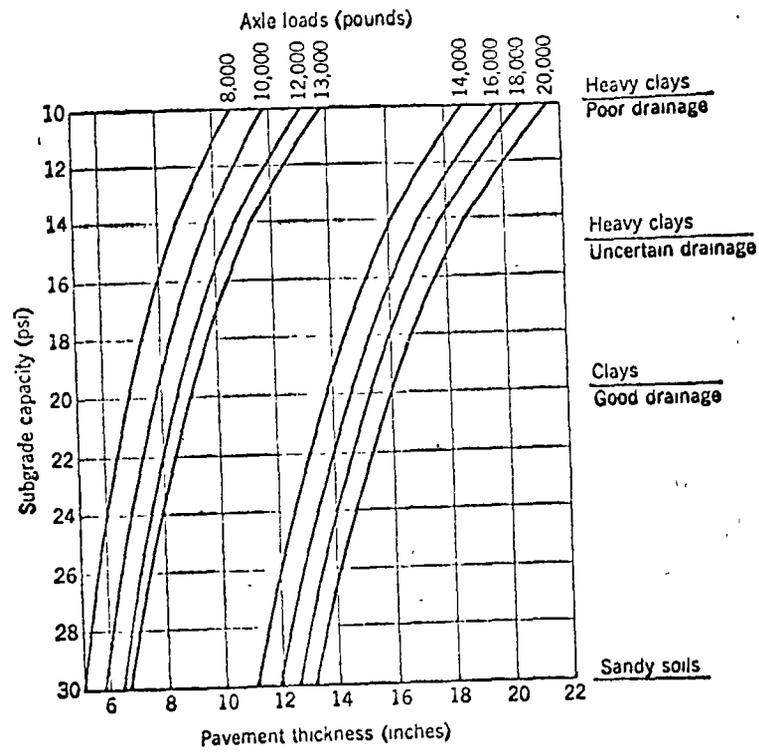


Figure 15.15. North Carolina bearing value curves. Note: The gap between the 13,000-pound and 14,000-pound curves is due to revised methods of calculation. See reference 8 at the end of this chapter for a full explanation. (From Hicks, Highway Research Board Research Report 16-B.)

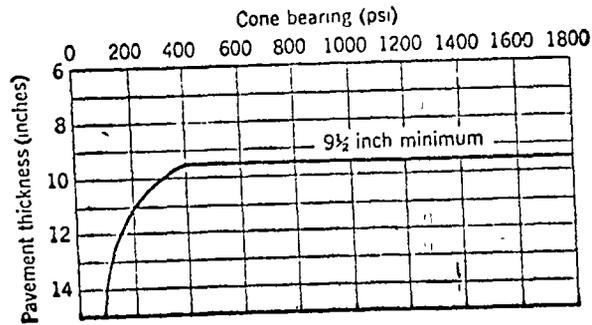


Figure 15.16. North Dakota design curves. (From Wise, Highway Research Board Bulletin 114.)

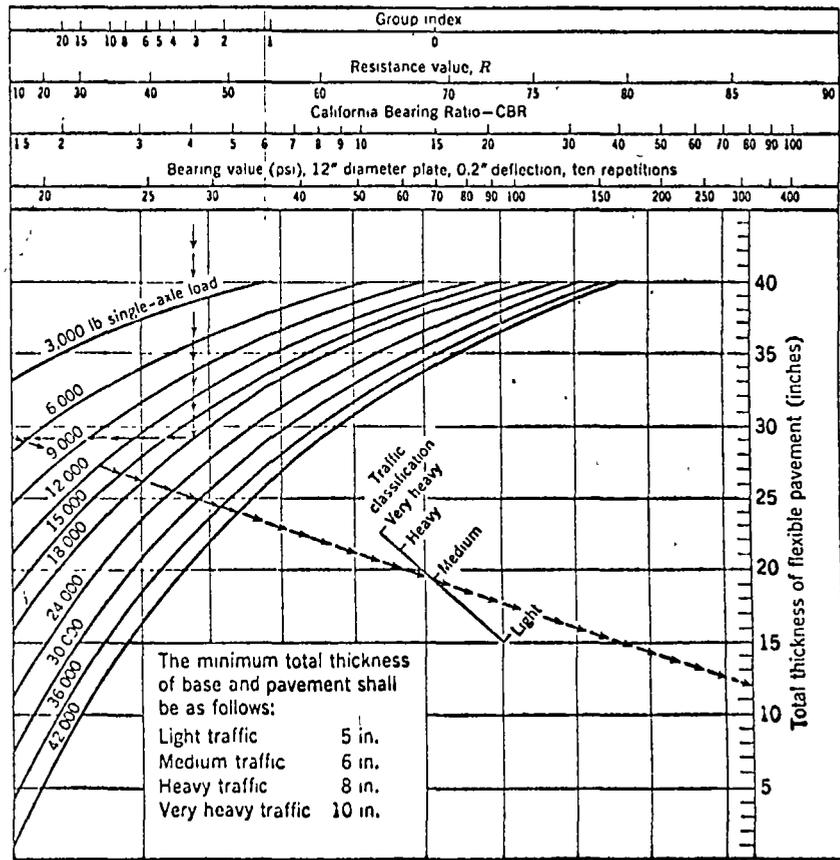


Figure 15.17. The Asphalt Institute design curves. (From the Asphalt Institute.)

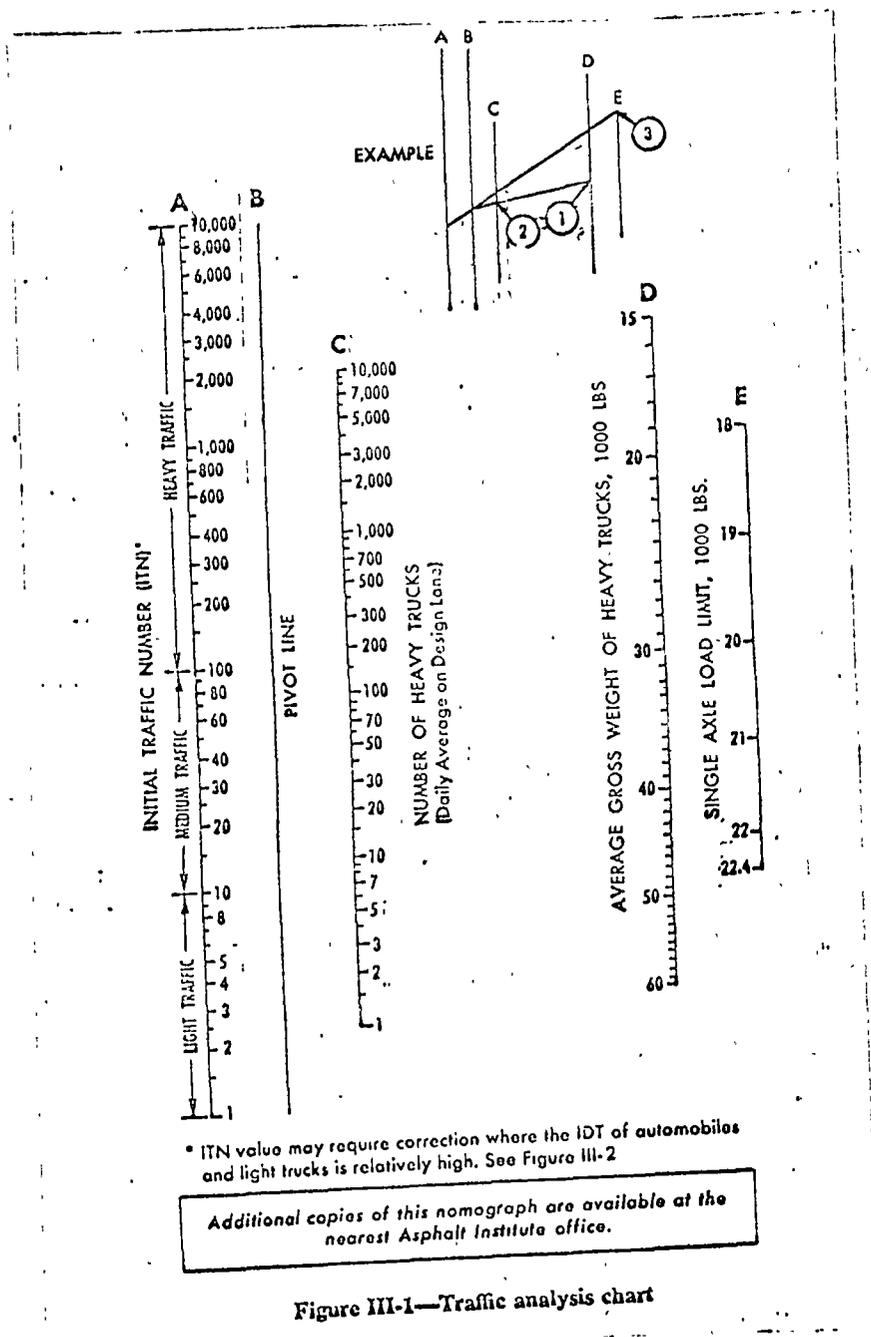
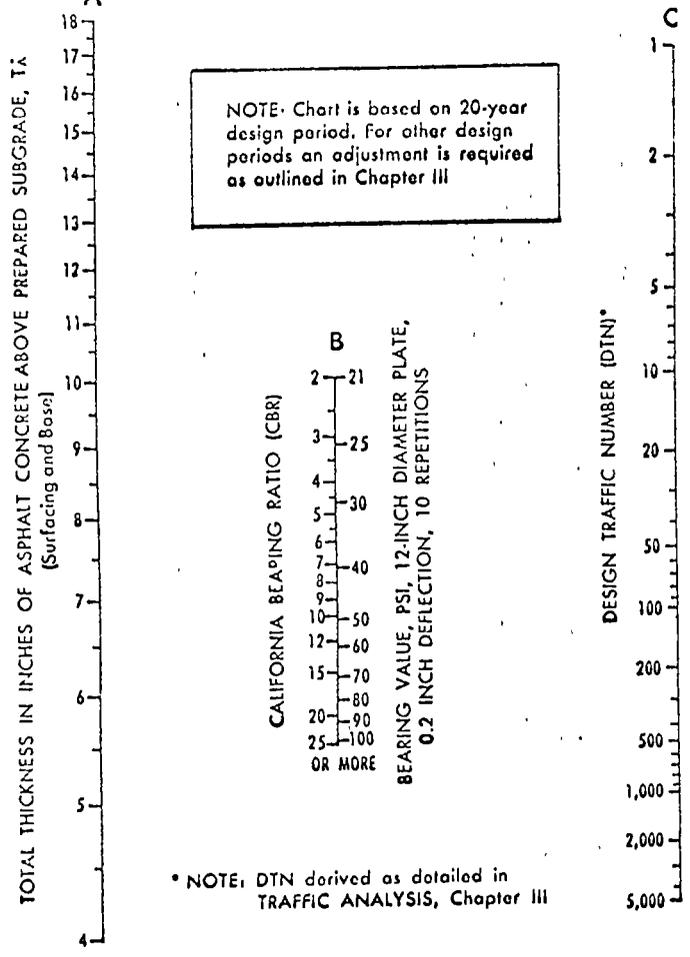
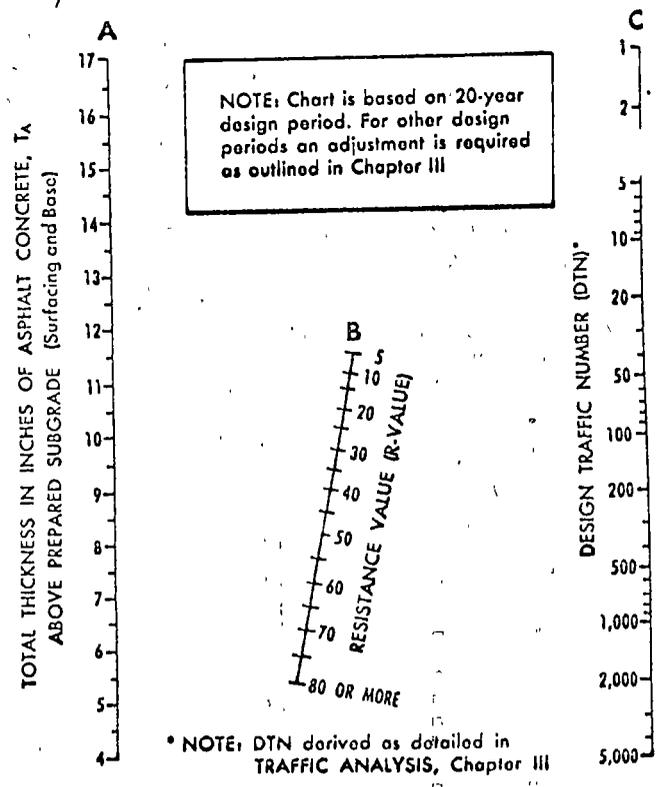


Figure III-1—Traffic analysis chart



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure V-1—Thickness design chart for asphalt pavement structures using subgrade soil CBR or Plate-Bearing values



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure V-2—Thickness Design Chart for asphalt pavement structures using Subgrade Soil Resistance Value

Para diseñar un pavimento, se entra en la abscisa superior con el valor de la prueba realizada, y se procede en la forma ilustrada con flechas en la gráfica, para un ejemplo que considera un tránsito mediano y cargas de 18 000 lb por eje.

COMPARACION DE LOS DIFERENTES PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

En este capítulo se han discutido varias técnicas de diseño de espesores, observándose variaciones considerables cuando se comparan los procedimientos de diseño de un Estado con otro, ya que en especial las técnicas se han establecido para cubrir las condiciones imperantes en cada Estado, Surge de inmediato la siguiente pregunta: Si un procedimiento de diseño es satisfactorio para un Estado, ¿Puede emplearse con éxito en otro Estado? A continuación se presenta una discusión en torno a este problema.

Prácticas de Diseño.- La figura 15.19 muestra un mapa de los Estados Unidos, en el que se indican los métodos seguidos en cada uno de los Estados. El método del Estabilómetro de Hveem ha sido adoptado por varios Estados del oeste; el método del CBR es utilizado principalmente en la región central y parte de la costa este. Los métodos basados en el Índice de Grupo y procedimientos de clasificación son utilizados en el resto, así como métodos basados en la experiencia propia.

Es significativo observar que en los Estados del noreste, los que se ven afectados por el efecto de las heladas, el diseño de los pavimentos se basa fundamentalmente en la experiencia, dando la debida atención al congelamiento. Igualmente, el Estado de Michigan utiliza una clasificación pedológica de los suelos, en combinación con la resistencia anticipada de los suelos durante el período de deshielo de la primavera.

Es también importante el hecho de que cada Estado reconoce el efecto del tipo de la subrasante sobre el espesor del pavimento, además de que la mayoría de los Estados considera las variables climatológicas. De acuerdo con una investigación realizada por el Comité sobre Diseño de Pavimentos Flexibles, del Highway Research Board, en todos los Estados con excepción de uno, se realiza una clasificación de los suelos de acuerdo con un procedimiento estandarizado. El método de clasificación más ampliamente utilizado es el sistema del propio HRB, aunque en algunos Estados también se usa el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), así como clasificaciones pedológicas y geológicas. El empleo del sistema pedológico usado en Michigan ya ha sido discutido; por su parte, en el Estado de Kansas, se realizan extensas investigaciones geológicas cuando se trabaja en un proyecto de carreteras, tal como se procede en otros estados, entre ellos los de Nueva York y Ohio.

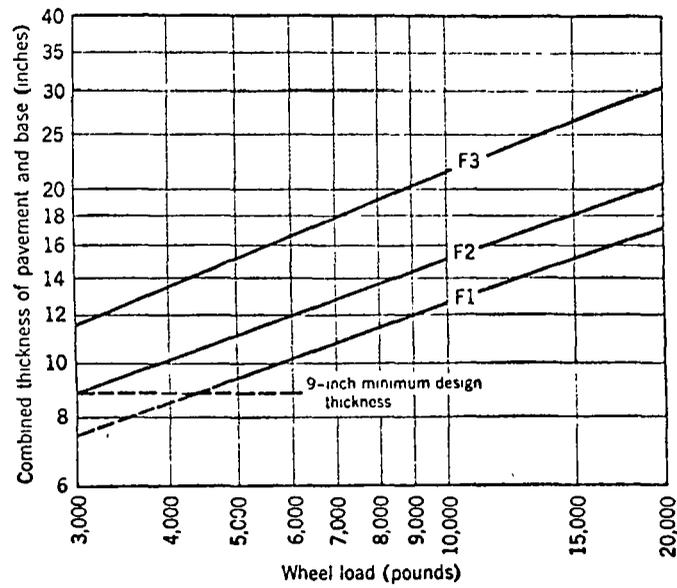


Figure 15.18. Frost condition—reduced subgrade strength design curves for flexible highway pavements. (From Corps of Engineers, EM 1110-345-306.)

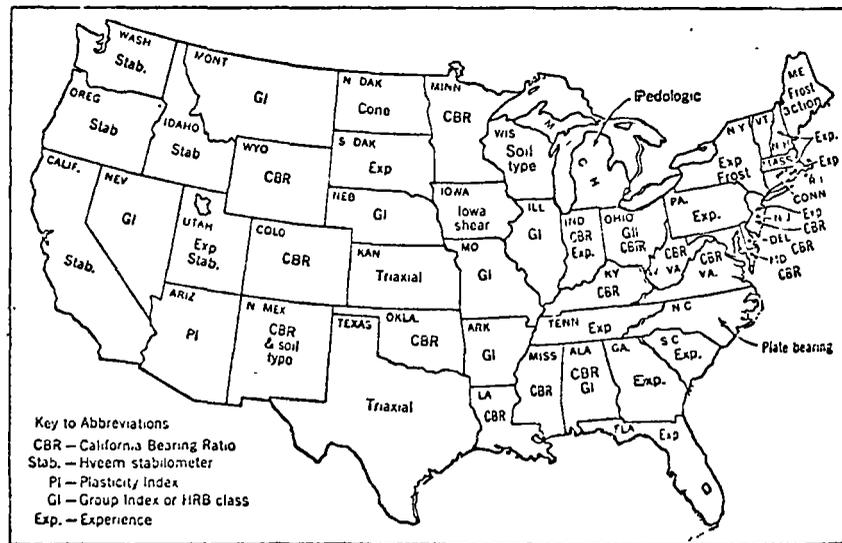


Figure 15.19. Design practices for thickness of flexible pavements.

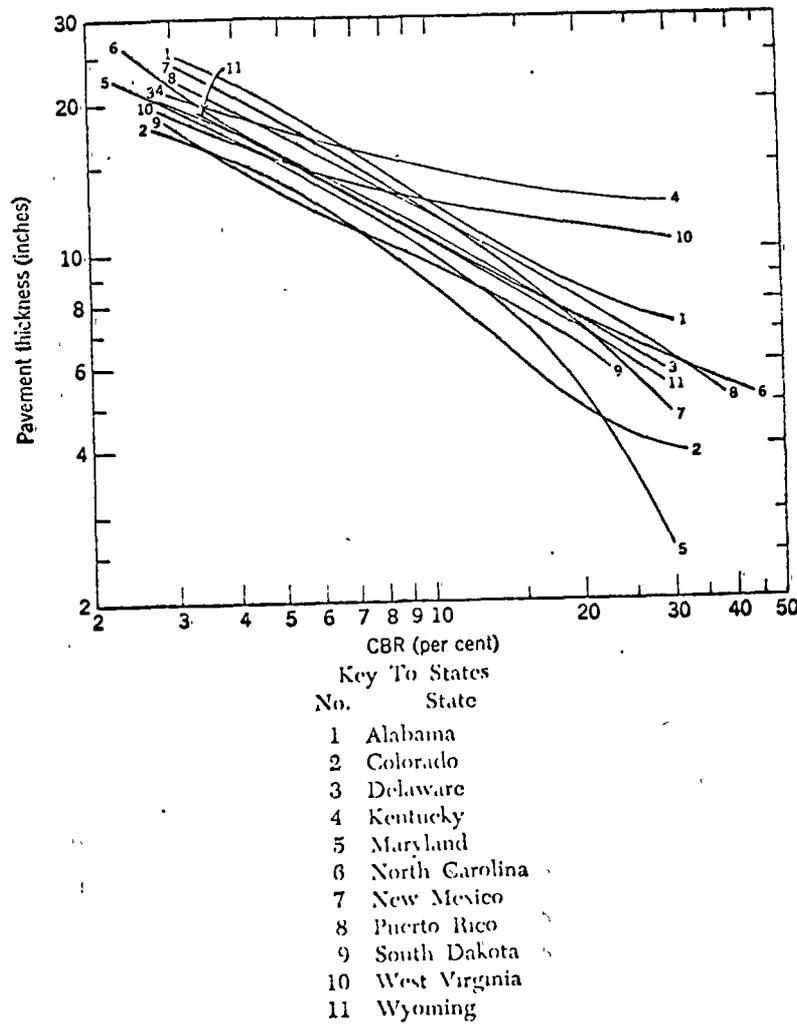


Figure 15.20. California Bearing Ratio curves for various states (9000-pound wheel including modifications suitable to WASHO test road conditions). (From Highway Research Board Bulletin 133.)

De acuerdo con el reporte del citado Comité, las pruebas estandarizadas para la determinación de los Límites de Atterberg se realizan en 38 estados. El mismo reporte señala que el tránsito es introducido como variable de diseño en 46 estados, de los cuales algunos consideran el concepto de cargas equivalentes por rueda. El clima o sus efectos son introducidos en los métodos de 35 estados.

Chastain y Burke realizaron un estudio sobre prácticas de diseño de varias agencias, en relación con el tramo de prueba AASHO. Asimismo, el HRB, por medio del Comité mencionado en párrafos anteriores, realizó un estudio de tales prácticas, en relación con los datos del comportamiento por el tramo de prueba WASHO. Los citados estudios indican que existen variaciones considerables de un Estado a otro, al considerar los espesores de los pavimentos, así como respecto al tipo y calidad de los materiales empleados en la pavimentación. Para idénticas condiciones de cargas por rueda y suelos, el espesor de pavimento recomendado por las diversas agencias puede variar hasta en el 100% o más.

Correlaciones entre los Procedimientos de Diseño.- En relación con el comportamiento del tramo WASHO, se realizó un estudio de espesores para determinadas condiciones de cargas y de subrasantes, un resumen de lo cual se presenta en la tabla 15.7. En torno a este problema, se solicitó a varias agencias estatales que se realizara el diseño de la estructura completa del pavimento requerido, suponiendo que el tramo de prueba estuviera localizado en el propio Estado. El espesor promedio de la capa de carpeta fue de 2 1/2 pulgadas para todos los grupos de ruedas, y el espesor total reportado por los Estados no se apartó en forma significativa del obtenido de acuerdo con el tránsito de las pruebas WASHO.

Considerando que el rango de variación en los espesores fue de importancia, se llevó a cabo un estudio para determinar las razones que condujeron a esta situación. En la Figura 15.20 se muestra un conjunto de curvas de diseño, basadas en el valor de CBR, para una carga por rueda de 9 000 lb y como puede observarse, son diferentes de un Estado a otro. Por otra parte, en la tabla 15.8 se presenta un resumen de los datos de pruebas reportados por varios estados, en relación con pruebas físicas realizadas en muestras de la subrasante, de la subbase y de la base. Los datos contenidos en la tabla constituyen una de las razones para la variación en las curvas de diseño. Por ejemplo, considerando el valor de CBR de la subrasante, el valor mínimo reportado fue de 2%, siendo el máximo de 10%, con un valor promedio de 6.7%. La razón de la variación de los resultados de un laboratorio a otro, puede explicarse en parte por las técnicas de ensaye. Si la compactación de las muestras se realiza por medios estáticos o dinámicos, los resultados obtenidos pueden ser diferentes. Lo anterior desde luego no quiere decir que la prueba de diseño adoptada por una agencia sea incorrecta. El ejemplo anterior hace resaltar el hecho de que, debido a que los espesores de los

pavimentos son determinados principalmente por correlaciones, este procedimiento, toma automáticamente en cuenta los métodos de las pruebas. De esta manera, las curvas de diseño usadas -- Por una agencia pueden ser empleadas por otra, exitosamente, -- con tal de que se utilicen los mismos procedimientos de pruebas. .

Otra posible causa de diferencias en el diseño de los pavimentos radica en el concepto de falla de un pavimento. En -- cualquier análisis de diseño de un pavimento, la determinación del concepto de falla está sujeto en gran parte al juicio de -- los ingenieros y en este sentido, será una coincidencia que -- exista un acuerdo completo entre ellos. Puesto que una curva de diseño permite obtener el espesor requerido de pavimento para -- soportar una carga sin llegar a la falla, su forma y posición -- se determinan, en cierto grado, a criterio del organismo que es -- establece el método de diseño.

RESUMEN

El objeto de una carretera es permitir el tránsito de vehículos, bajo cualquier condición climatológica. Los deterioros de poca importancia, que no afecten sensiblemente la comodidad con que transita el usuario, no se toman en consideración. En el Capítulo 19 se discuten con detalle varios tipos de falla y deterioros en pavimentos rígidos y flexibles; el lector deberá estudiar con detalle tales aspectos, con el fin de que pueda formarse un criterio que le permita juzgar la severidad de cada tipo de deterioro. En el mismo Capítulo se discuten los métodos para evaluar el estado de las carreteras, con las técnicas disponibles en la actualidad. Se considera que es imprescindible comprender a fondo las condiciones de los deterioros de un camino, para poder delinear el criterio a seguir respecto a las soluciones que deben adoptarse.

El ingeniero encargado del diseño de un pavimento, debe -- comprender perfectamente los efectos producidos por las ruedas dobles, presión de inflado, repetición de cargas, condición de cargas aplicadas en las orillas, cargas estáticas y móviles, -- con objeto de que pueda extrapolar los datos para unas condiciones de carga a otras. No es aconsejable confiar totalmente en -- datos empíricos, debido a que ellos son representativos de una condición particular, en la que las conclusiones sólo pueden obtenerse mediante tanteos, procedimiento que es sumamente costoso. Por otra parte, la confianza absoluta en datos empíricos, requiere que transcurra un lapso considerable para que pueda realizarse una evaluación del diseño de un pavimento en particular. Por lo tanto, es necesario poder aplicar los datos relativos a un criterio de diseño y determinadas condiciones de -- carga a otros casos. Es igualmente importante definir las condiciones de tránsito en el futuro para que el diseño se ajuste a tales condiciones.

En resumen, ya que el espesor de los pavimentos flexibles se ve especialmente afectado por las condiciones de la subrasante, es recomendable dar la debida atención al diseño y control de esta capa. En el Capítulo 9 pueden verse los conceptos relativos al diseño de la subrasante, los que deben ser escrupulosamente atendidos, así como no escatimar esfuerzo alguno para compactar el suelo al mayor grado posible, que le permita alcanzar una resistencia adecuada. Las exploraciones del terreno deberán llevarse a profundidades de 10 pies como mínimo debajo del nivel de proyecto de la rasante, con objeto de que cualquier estrato de suelo de baja resistencia sea considerado en el proyecto.

Se recomienda siempre que sea posible, emplear capas de base constituidas por material granular de la mejor calidad, atendiendo a que las presiones ejercidas a este nivel son de un orden de magnitud importante. Por otra parte debe prestarse especial atención al grado de compactación en esta capa, ya que se tienen antecedentes de fallas en muchos pavimentos, producidas por una inadecuada compactación de la base, lo que se traduce en una baja estabilidad de la misma. Igualmente importante es el diseño de la mezcla asfáltica. En carreteras de primer orden es importante la construcción de acotamientos estabilizados, a causa de su influencia favorable sobre el comportamiento de los pavimentos. Adicionalmente, un mantenimiento apropiado de los acotamientos y de la superficie de rodamiento, prolongarán la vida útil del pavimento.

TABLA 15.8 RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS EN ESTUDIO DE CORRELACION.

PRUEBA	NUMERO DE PRUEBAS	VALORES		
		MAXIMO	MINIMO	PROMEDIO
SUBRASANTE				
Límite líquido	18	42.0	35.0	37.0
Límite plástico	17	29.0	23.2	26.0
Peso Volumétrico				
Máximo	13	96.7	90.0	94.0
CBR	11	10.0	2.0	6.7
SUBBASE				
Límite líquido	14	23.7	19.0	22.2
Límite plástico	14	20.8	17.0	19.5
Peso Volumétrico				
Máximo	4	129.0	118.6	124.0
CBR	6	142.0	67.3	106.0
BASE				
Límite líquido	11	24.0	19.7	20.6
Límite plástico	9	20.0	17.0	18.5
Peso Volumétrico				
Máximo	4	128.2	124.0	125.5
CBR	6	172.0	85.0	126.0

TABLA 15.7. ESPESORES REPORTADOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS DEL PAVIMENTO, EN PULGADAS.

ELEMENTO	CARGAS POR EJE			
	SENCILLO		TANDEM	
	18 000	22 400	32 000	40 000
CARPETA ASFALTICA Rango Promedio	1 - 3 2.5	1 - 3 2.5	1 - 4 2.4	1 - 4 2.5
CAPA DE BASE Rango Promedio	2-10 5.0	3-12 5.3	2-10 5.3	3-10 5.5
SUBBASE Rango Promedio	3-21 9.0	4-24 10.8	3-19 9.5	5-23 11.3
ESPESOR TOTAL PROMEDIO	16.5	18.6	17.2	19.3
ESPESORES TOTALES EN EL TRAMO DE -- PRUEBA WASHO.				
2" carpeta + 4" base	16	19	17	20
4" carpeta + 2" base	10	10	10	16

APENDICE I

Método de W. J. Liddle del Bureau of Public Roads (firmes flexibles)²⁹

No habríamos presentado este método de interpretación del ensayo A. A. S. H. O. que, en cierta forma coincide con lo ya expuesto sobre los trabajos de J. F. Shook y F. N. Finn si no hubiéramos comprobado que ha sido adoptado por algunos países extranjeros.

Preferimos dar este método como apéndice, ya que algunos desarrollos son susceptibles de crear una cierta confusión en el espíritu del lector y, sin duda, sólo deberá emplearse si las circunstancias lo exigen.

En primer lugar, Liddle utiliza la noción de «índice estructural» SN (structural number) que, como el espesor equivalente T, es una función lineal de los espesores de las diferentes capas que constituyen el firme.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

D_1 , D_2 y D_3 (expresados en pulgadas) son, respectivamente, los espesores del pavimento de aglomerado asfáltico, la base de macadam y la subbase de arenas y gravas naturales (zahorra).

a_1 , a_2 y a_3 son coeficientes numéricos deducidos de los resultados estadísticos del Ensayo.

Mientras que Shook y Finn dan para a_1 , a_2 , a_3 los valores 2 — 1 y 0,75, Liddle les atribuye, respectivamente, los valores 0,44 — 0,14 y 0,11.

Multiplicando estos últimos valores por el coeficiente 7,14 tendríamos la serie: 3,1 — 1 — 0,78. Se puede decir, por tanto, que el espesor equivalente T y el índice estructural SN se corresponden sensiblemente mediante un factor de proporcionalidad. La diferencia se debe esencialmente al modelo matemático elegido para interpretar los resultados estadísticos del ensayo A. A. S. H. O.

²⁹ «Application of A. A. S. H. O. Road Test Results to the design of Flexible Pavement Structures» (Conferencia Internacional de Ann Arbor, Estados Unidos, agosto 1962).

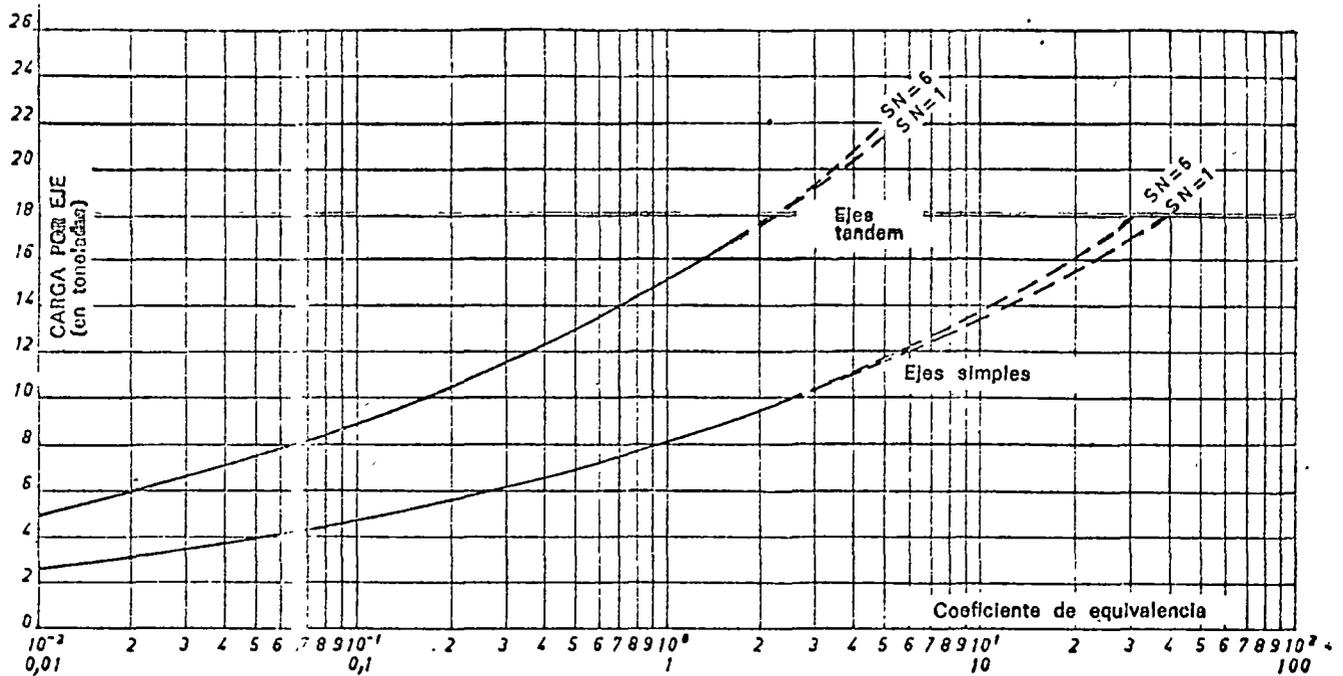


FIG. 34. Coeficiente de equivalencia (firmas flexibles).
Según Liddle (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final : 2,0

También se encuentran en el método de Liddle las nociones de tráfico equivalente y coeficiente de equivalencia entre ejes. Sin embargo, debido a la propia naturaleza del modelo matemático elegido, los coeficientes de equivalencia dependen del índice estructural SN y, naturalmente, del índice de viabilidad elegido como valor final. Damos en forma de ábacos (figs. 34 y 35) los coeficientes de equivalencia de las cargas por eje, tomando, como anteriormente, el eje simple de 18 kips como eje de referencia.

Se puede advertir que los coeficientes de equivalencia varían muy poco en función de SN y del índice de viabilidad final en el intervalo 2 — 2,5. Por ello proponemos un solo ábaco (fig. 36) válido en todos los casos.

Liddle introduce, además, un «factor regional» R que tiene en cuenta el estado del terreno de explotación en las diversas estaciones.

Consideremos un ciclo anual para el cual el número de aplicaciones de carga estimado en ejes equivalentes de 18 kips sea n_1 durante el periodo de helada en invierno, n_2 cuando el terreno está seco (verano y otoño) y n_3 en la época del deshielo y de la saturación del terreno natural.

El número de aplicaciones de carga anuales es:

$$N = n_1 + n_2 + n_3$$

Apliquemos un coeficiente de ponderación estacional a cada uno de estos valores y hagamos

$$w = v_1 n_1 + v_2 n_2 + v_3 n_3 = R \times N$$

Por definición R es el factor regional. Por ahora sólo se le puede estimar considerando los valores siguientes de v_1 , v_2 , v_3 :

$$\begin{aligned} 0,2 < v_1 < 1 \\ 0,3 < v_2 < 1,5 \\ 4 < v_3 < 5 \end{aligned}$$

De manera general, R debe estar comprendido entre 0,5 y 3.

De lo anterior se deduce que el tráfico ponderado a considerar para la determinación de la estructura del firme es:

$$W_p = R \cdot W$$

siendo W el tráfico real total en ejes de referencia (18 kips) estimado a partir de los ábacos de las figuras 34, 35 y 36.

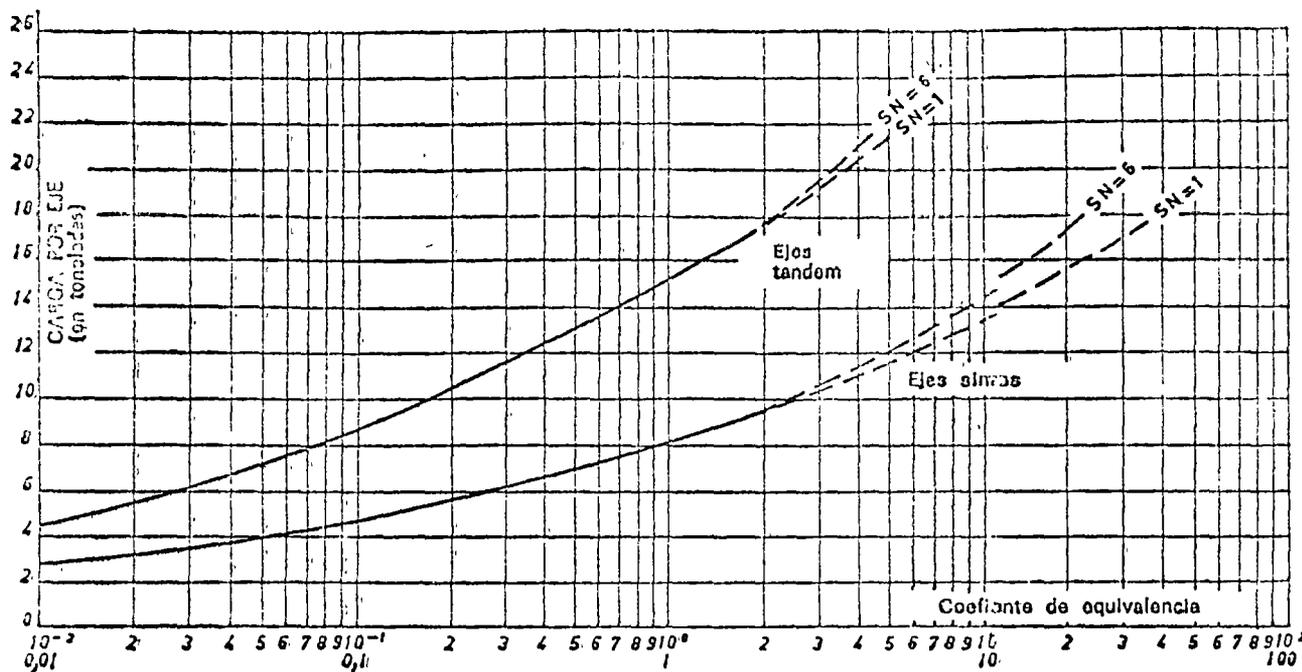


FIG. 35. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
Según Liddle (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final 2,5

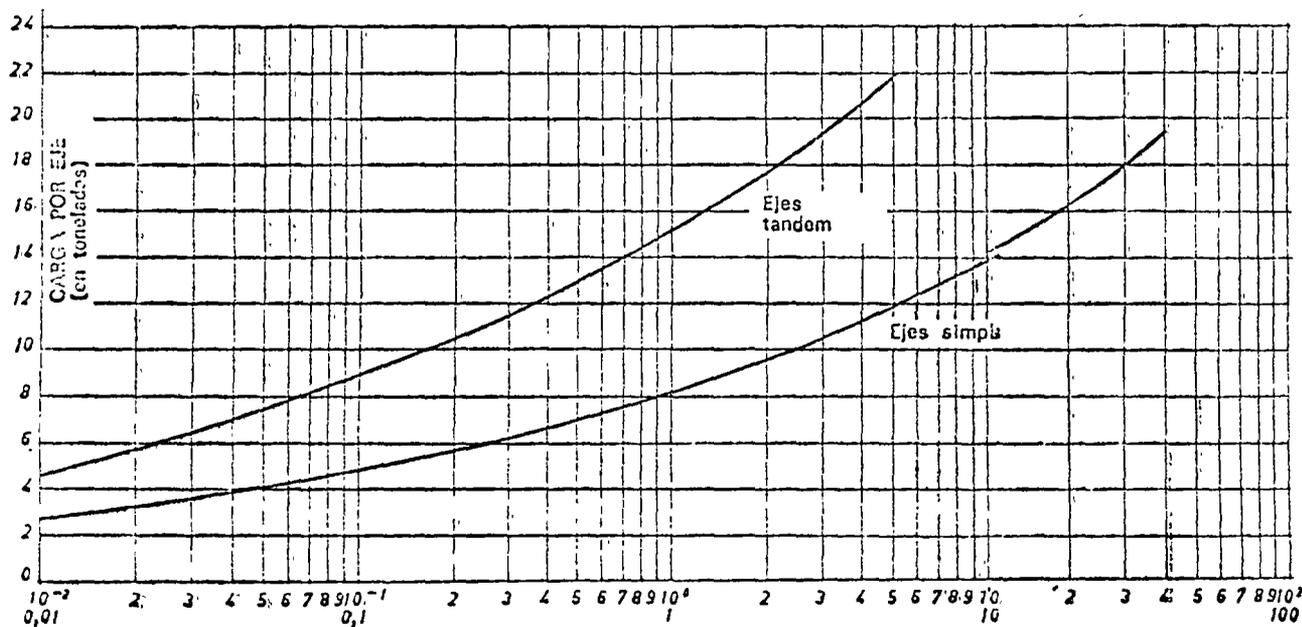


FIG. 36. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
Método de Liddle. Índice de viabilidad final : 2,0 a 2,5.

Liddle adoptó el modelo matemático elegido en el ensayo A. A. S. H. O., tanto para los firmes rígidos como para los flexibles.

$$\log \frac{C_0 - p}{C_0 - C_1} = \beta (\log W_p - \log e)$$

siendo.

$$\beta = 0,40 + \frac{0,081 (L_1 + L_2)^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} L_2^{3,23}}$$

y

$$e = \frac{10^{5,93} \cdot (SN + 1)^{0,36} \cdot L_2^{4,33}}{(L_1 + L_2)^{4,79}}$$

En estas relaciones:

C_0 es el valor inicial del coeficiente de viabilidad (o sea, 4,2).

C_1 es el valor del mismo coeficiente cuando las secciones de ensayo quedan inservibles (es decir, 1,5).

p es el límite inferior de viabilidad admitido para un tráfico normal (o sea, 2,5 para las carreteras principales y 2 para las secundarias).

W_p es el tráfico ponderado.

L_1 es la carga del eje de referencia que puede ser simple o tándem. Como se puede comprobar en los ábacos, se ha tomado $L_1 = 18$ kips.

L_2 es igual a 1 para eje simple y a 2 para el eje tándem.

SN es como hemos visto, el índice estructural.

En los ábacos de las figuras 38 y 39 hemos representado el valor de SN en función del W real y del factor regional R, lo que da lugar a varias escalas en abscisas.

En realidad, Liddle presentó el resultado de sus cálculos en forma de nomograma, aunque aquí hemos preferido dar un ábaccanálogo al preparado por Shook y Finn (fig. 27).

Los ábacos de las figuras 38 y 39 llevan curvas numeradas de 1 a 10, cifras que corresponden, en orden creciente, a terrenos de explotación cada vez más resistentes.

Esto constituye otra innovación.

Por definición, el valor soporte «S» del terreno natural en el ensayo A. A. S. H. O. se tomó igual a 3.

Liddle ha ampliado la fórmula del Ensayo a otros terrenos, considerando las secciones con mayores espesores de base. Ha admitido que, para estas secciones, el material de machaqueo de la base desempeñaba el papel principal mientras que el terreno natural, de capacidad de soporte mucho menor, era de importancia secundaria. En estas condiciones todo ocurre como si la base tuviera un espesor infinito.

En estas hipótesis se puede escribir que $D_2 = D_3 = 0$

y

$$SN = a_1 D_1 = 0,44 \times D_1$$

El ensayo ha demostrado que para $D_1 = 4,5$ pulgadas, o sea $SN = 1,98$ el tráfico real alcanzaba, con un índice final de viabilidad de 2,5, 1.000 aplicaciones diarias del eje de 18 kips durante veinte años, con lo que resulta un tráfico equivalente total:

$$W = 1000 \times 365 \times 20 = 7,3 \times 10^6 \text{ aplicaciones}$$

En la escala del valor soporte S, Liddle ha tomado arbitrariamente el valor 10 para el material de machaqueo. Así se obtiene el punto de coordenadas (1,98 — $7,3 \times 10^6$) de la curva correspondiente a $S = 10$. Los demás puntos de esta curva y los de las curvas intermedias se han determinado a partir del nomograma establecido por Liddle. Este último ha indicado también una equivalencia entre S y algunos ensayos utilizados en diversos Estados de los Estados Unidos. Esta equivalencia aparece en la figura 37.

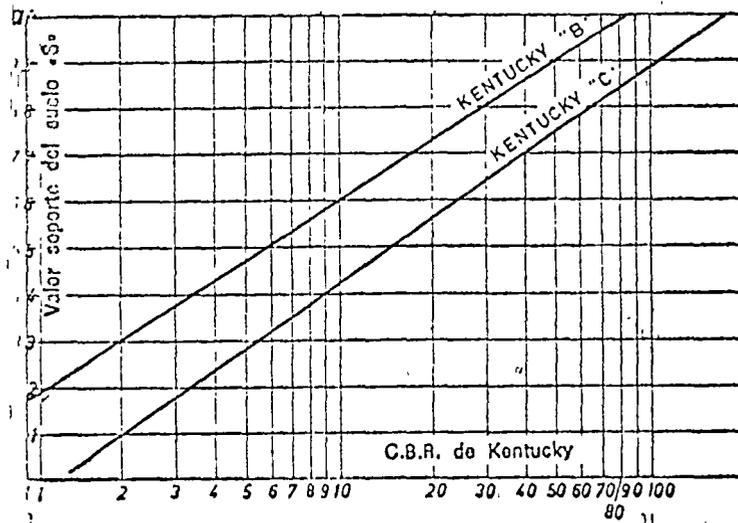


FIG. 37. Relación entre el valor soporte «S» y los C. B. R. de Kentucky. (Método de Liddle).

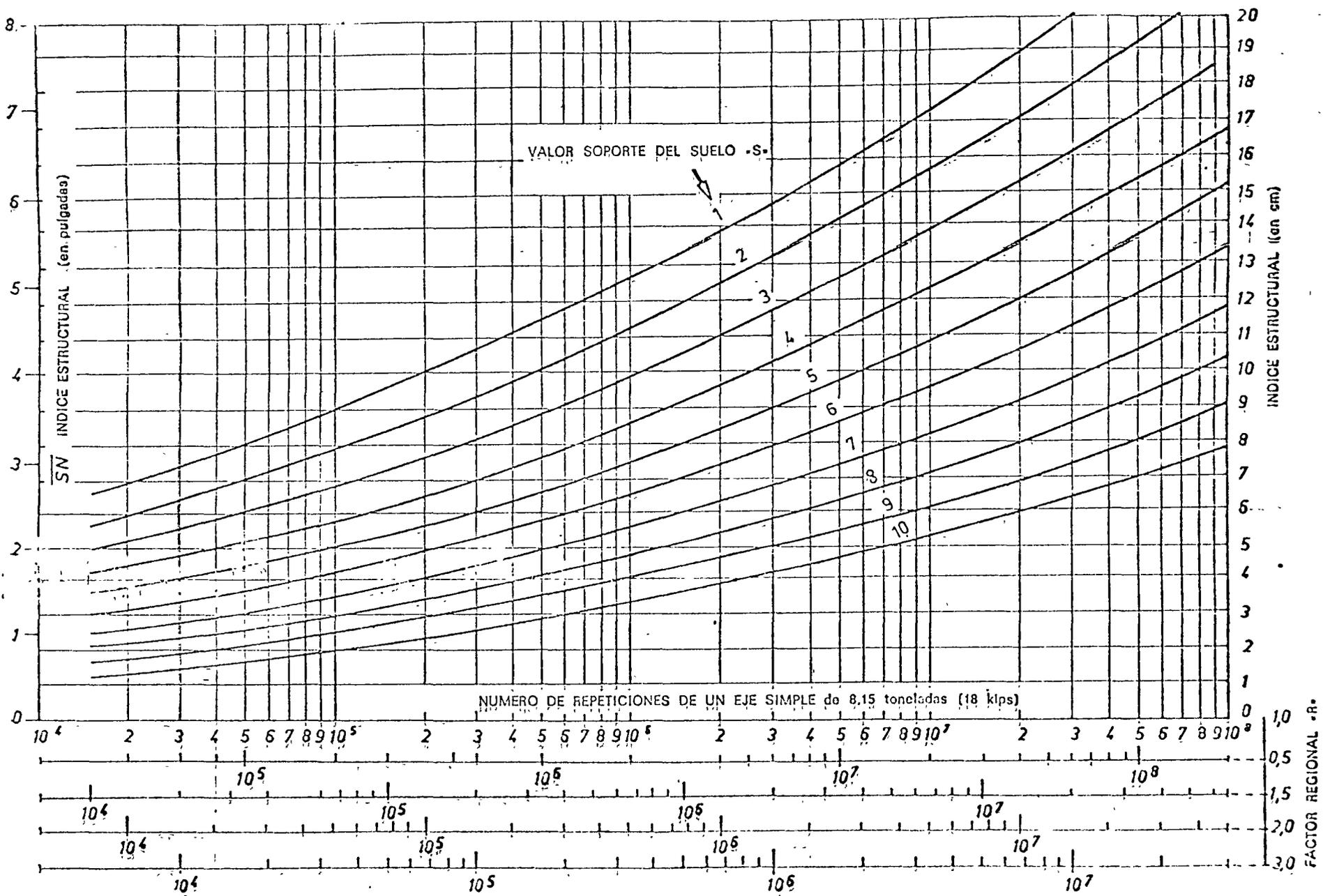


FIG. 38. Cálculo de firmes flexibles. Método de Liddle Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final : 2,5

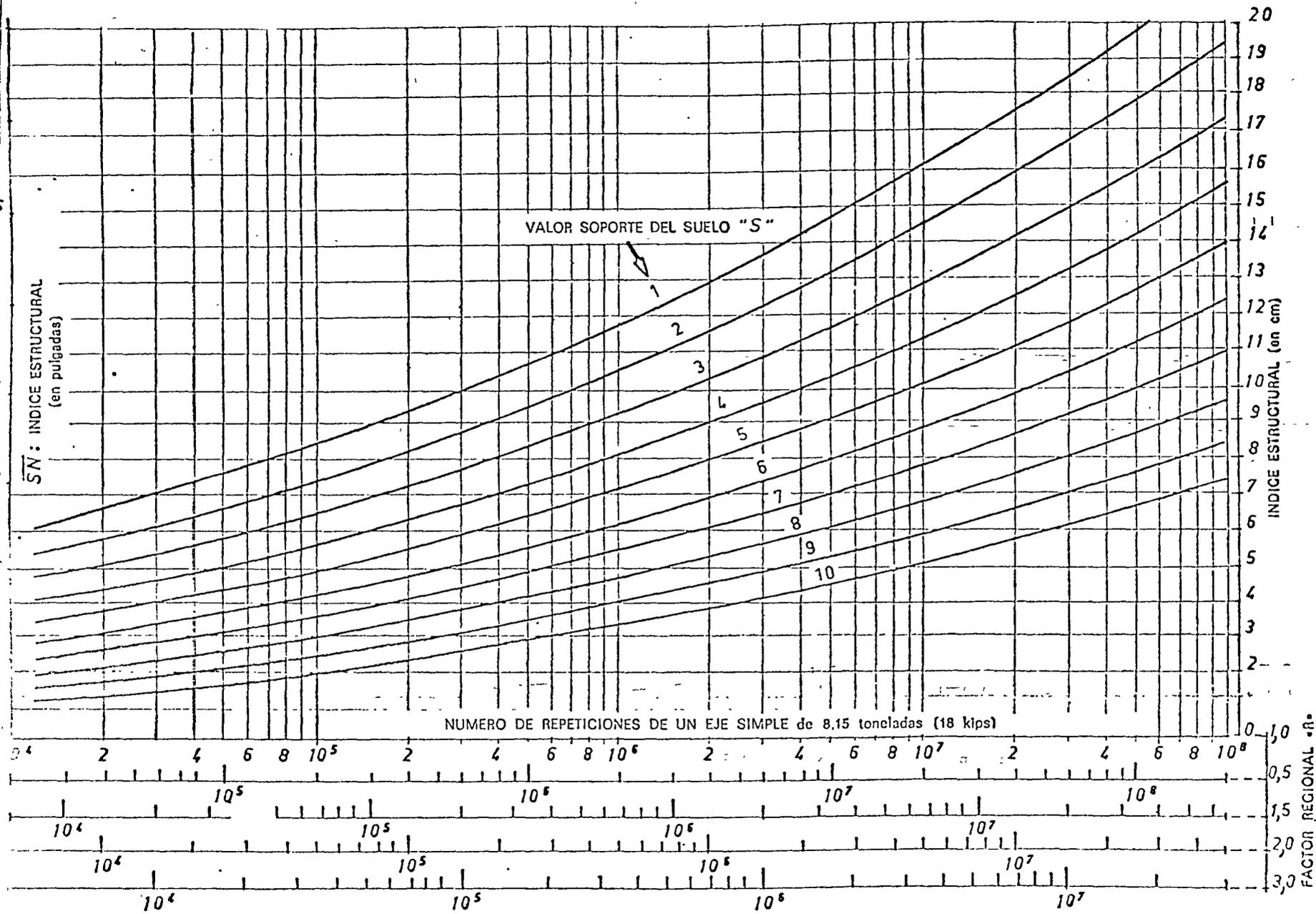


FIG. 39. Cálculo de firmes flexibles. Método de Liddie (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final : 2,0

OBSERVACIONES.—Para el C. B. R. «B» se procede en primer lugar a moldear la muestra con una humedad próxima a la óptima del Proctor normal, compactando la muestra en 5 tongadas a razón de 10 golpes de maza Proctor Modificado por tongada. El ensayo se realiza después de cuatro días de inmersión.

Para el ensayo C. B. R. «C» se procede como para el ensayo «B», pero con una compactación correspondiente a 25 golpes de maza.

Por último, indicamos a continuación los valores de los coeficientes de equivalencia a_1, a_2, a_3 , para las distintas capas de un firme.

	(Valores de a_1)
1.º Pavimento	
— Aglomerado asfáltico de baja estabilidad mezclado <i>in situ</i>	0,20
— Hormigón asfáltico del ensayo A. A. S. H. O. de estabilidad alta.....	0,44
— Mortero asfáltico.....	0,40
	(Valores de a_2)
2.º Base	
— Grava natural.....	0,07
— Piedra partida del ensayo A. A. S. H. O.....	0,14
— Grava tratada con cemento:	
Resistencia a compresión a los 7 días:	
superior a 45,5 kg/cm ²	0,23
entre 28 y 45,5 kg/cm ²	0,20
menor de 28 kg/cm ²	0,15
— Gravatas tratadas con betún.....	0,30
— Mortero asfáltico.....	0,25
— Gravatas estabilizadas con cal.....	0,15 — 0,30
	(Valores de a_3)
3.º Subbase	
— Gravatas arenosas del ensayo A. A. S. H. O.....	0,11
— Arena o arcilla arenosa.....	0,05 — 0,10

CONCLUSIONES

Los pasos a seguir para la aplicación del método de Liddle son, pues, los siguientes:

- 1.º Estimar el tráfico real equivalente total W por medio de las figuras 34, 35 y 36.
- 2.º Realizar los ensayos C. B. R. según los métodos B y C de Kentucky, deduciendo el valor soporte S por medio de la figura 37. Se supone, naturalmente, que el terreno de la explanación se compactará con la densidad y humedad correspondientes a este C. B. R.
- 3.º Por medio de los ábacos 39 o 38, según se trate de una carretera secundaria o principal, se obtiene, para un valor determinado del factor regional R , el índice estructural SN correspondiente al valor soporte S y al tráfico considerado W .
- 4.º Una vez conocidos los tipos de materiales que se utilizarán para las diferentes capas del firme, se adoptarán los valores correspondientes de los coeficientes a_1, a_2 y a_3 . Habiendo fijado previamente los espesores del pavimento y de la base se calcula el espesor real necesario D_2 de la subbase por medio de la ecuación:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

Si se compara el método de dimensionamiento del Asphalt Institute con el de Liddle se observa que, para tráficos ligeros (W inferior a 10⁴ pasadas del eje simple de 18 kips) los espesores equivalentes obtenidos por ambos métodos son del mismo orden. Sin embargo, para tráficos más pesados, el método de Liddle conduce a espesores netamente mayores.

APENDICE II

Método del Road Research Laboratory

En la página 159 hemos dado un ábaco del Road Research Laboratory³⁰. Este ábaco indica el espesor total del pavimento y de la base, espesor variable según la importancia del tráfico. Por otra parte, hemos visto que los métodos del Asphalt Institute y de Liddle permiten solamente determinar el espesor equivalente total, debiendo elegirse *a priori* los espesores D_1 y D_2 del pavimento y de la base.

Es interesante conocer el punto de vista del Road Research Laboratory a este respecto. Por ello presentamos el último ábaco³¹ establecido por este organismo, pasado a unidades métricas por Liautaud.

Este ábaco tiene la ventaja de dar, en función del tráfico y del C. B. R. del terreno de explanación, los espesores del pavimento, base y subbase. Los espesores dados para las dos capas superiores podrán servir de punto partida para la utilización completa del método A. A. S. H. O.

Añadamos que la base se supone constituida por un material de machaqueo de granulometría conveniente.

La utilización de materiales estabilizados conduciría a aplicar coeficientes de equivalencia, como ya hemos visto y según admite el Road Research Laboratory, transformando en espesor de subbase la economía realizada en el espesor de la base, con lo que el espesor total permanece inalterado.

OBSERVACIÓN 1.—Las curvas A y B del ábaco de la página 159 han quedado reducidas a una sola en la figura 40 (curva A: tráfico diario inferior a 45 vehículos de tara superior a 1,5 toneladas).

OBSERVACIÓN 2.—El tráfico diario definido por el Road Research Laboratory corresponde al tráfico total entre arcenes o bordillos.

Si se trata de una carretera con una, dos o tres vías de circulación (carriles) hay que tener en cuenta el tráfico total en los dos sentidos. Si se trata de una autopista con mediana central debe considerarse sólo el tráfico en un sentido.

³⁰ Road Note 29. Edición de 1960.

³¹ Road Note 29. Edición de 1966.

Por el contrario, los métodos deducidos de la interpretación del ensayo A. A. S. H. O. consideran el tráfico correspondiente a una sola vía de circulación.

OBSERVACIÓN 3.—Como ya hemos dicho, para la utilización completa de los métodos A. A. S. H. O. se podrá partir de los espesores D_1 y D_2 del pavimento y base dados por el ábaco del R. R. L. En el estudio del proyecto de un firme particular, estos espesores podrán no convenir, por razones de orden económico,

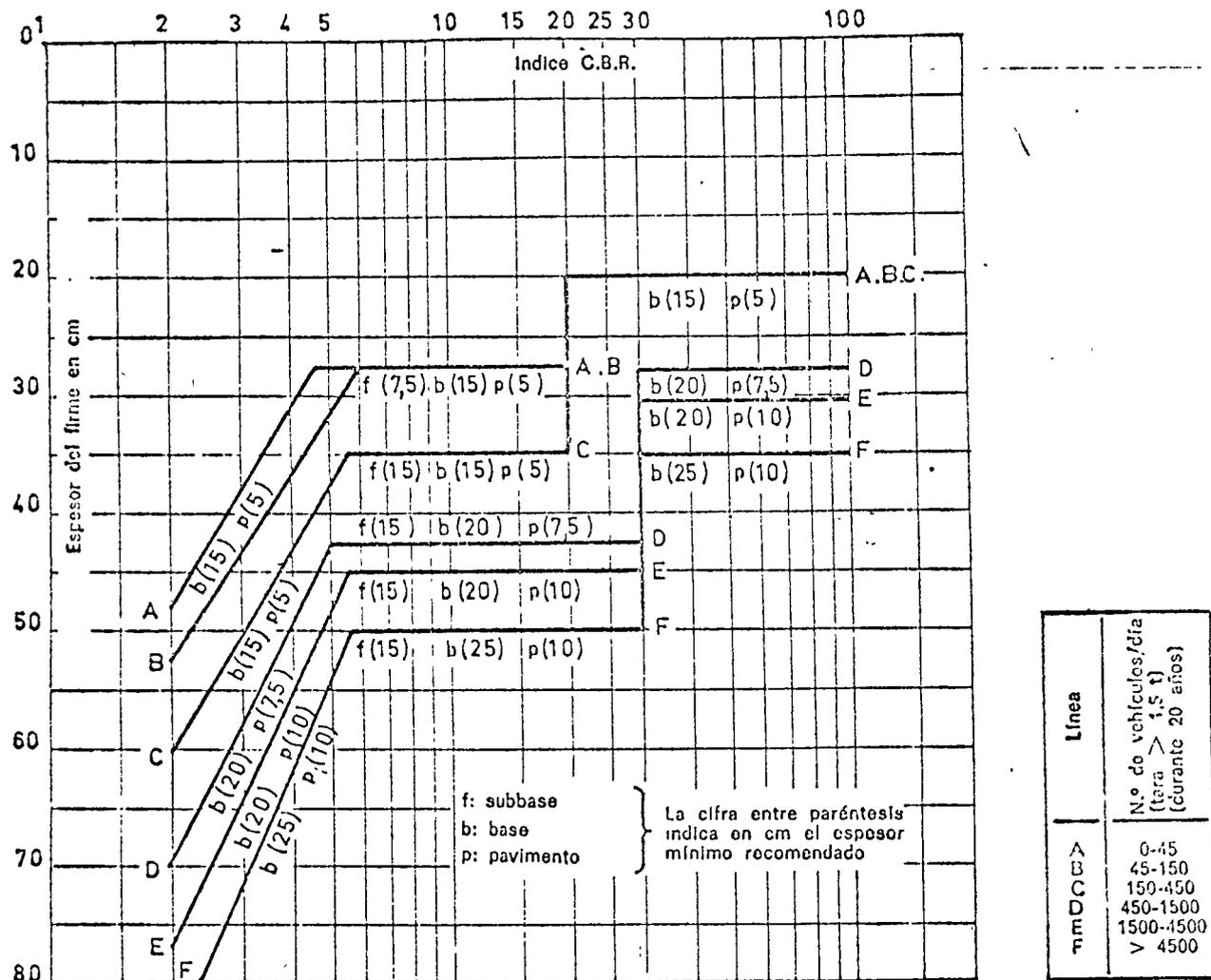
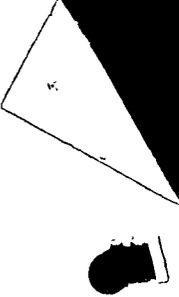


FIG. 40. Abaco del Road Research Laboratory. (R. N. 29, 1966).

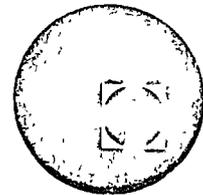
por ejemplo. Sea lo que fuere, los espesores definitivamente elegidos deberán ser tales que las tensiones que se desarrollen en el firme bajo la acción de los ejes más cargados no pasen de ciertos valores compatibles con la naturaleza y la resistencia de los materiales de las diferentes capas. Para efectuar esta comprobación se pueden utilizar los ábacos de Jeuffroy o las tablas de Jones ³².

³² A. Jones: «Tables of stresses in three layer elastic systems». H. R. B. Bulletin 342.





centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

PROYECTOS DE ESPESORES DE PAVIMENTOS
FELIXBLES EN CARRETERAS Y AEROPISTAS

Ing. Carlos Fernández Loaiza

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

PROYECTO DE ESPESORES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES EN CARRETERAS Y
AEROPISTAS.

LUIS M. AGUIRRE MENCHACA, ALFONSO RICO RODRIGUEZ, DOMINGO SANCHEZ R.

I. INTRODUCCION.

De acuerdo con la Ponencia "Definición y funciones de los diferentes elementos que constituyen una obra vial", el pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados comprendidas entre la subrasante y la superficie de rodamiento y cuyas funciones principales son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente a la acción del tránsito, al intemperismo y a otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a la capa subrasante los esfuerzos producidos por el tránsito.

En otras palabras, el pavimento es la superestructura de una obra vial, carretera o aeropista, que hace posible el tránsito expedito de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía previstas en el proyecto de la obra. La estructura o disposición de los elementos que lo constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción ofrecen una gran variedad de posibilidades, de tal suerte que puede estar formado por una sola capa o más comúnmente por varias y, a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados sometidos a muy diversos tratamientos y coronados por una carpeta bituminosa o bien por losas de concreto hidráulico, dando origen a muy diferentes secciones estructurales.

Arbitrariamente, y con fines fundamentalmente prácticos, los pavimentos se agrupan en dos tipos: pavimentos flexibles y pavimentos rígidos; sin embargo, la flexibilidad o rigidez que un pavimento exhibe no es fácil de definir de una manera adecuada como para permitir hacer una diferenciación precisa entre uno y otro tipo de pavimento; es hasta cierto punto materia de juicio el precisar que tan rígido puede ser un pavimento llamado "flexible" o que tan flexible lo es un pavimento "rígido".

Aun cuando de lo anterior puede desprenderse que los términos empleados para distinguir un tipo de pavimento de otro, no son del todo adecuados, su uso ha sido tan ampliamente difundido que se considera conveniente conservarlos, estableciendo para su diferenciación un criterio que tome en cuenta exclusivamente los elementos de que están constituidos y no la forma como distribuyen los esfuerzos producidos por los vehículos a las capas inferiores, que quizás debiera ser la más acertada.

Por consiguiente, consideraremos que un pavimento será del tipo rígido cuando el elemento fundamental que lo constituye es de concreto hidráulico y en cualquier otro caso el pavimento se agrupará en los de tipo flexible.

Este último tipo de pavimento está constituido por lo general por tres capas: sub-base, base y carpeta, cuyas características y funciones han sido discutidas ampliamente en ponencias anteriores.

El presente trabajo tiene por objeto hacer una revisión de los criterios seguidos por la S. O. P. para determinar el espesor total de los pavimentos flexibles en carreteras y aeropistas a la luz de la experiencia obtenida en nuestro medio y de la información disponible de aquellas prácticas extranjeras que, a juicio de los ponentes, son de mayor interés y llegar, como consecuencia de lo anterior, a la formulación de algunas proposiciones concretas para mejorar la actual línea de conducta de la S. O. P. en este campo.

II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Es evidente que la superficie de la corteza terrestre no ofrece jamás las condiciones de rodamiento que exigen los modernos medios de transporte. A medida que los vehículos evolucionaron en peso, velocidad, confort y autonomía, se fue creando la necesidad de proporcionarles una pista de circulación con unas condiciones de cur

vatura, pendiente, visibilidad y sección transversal apropiadas a una demanda de operación cada vez más exigente. Las ideas anteriores condujeron a la construcción de terracerías y condicionaron su evolución. Obviamente la superficie de las terracerías deberían ofrecer condiciones de rodamiento apropiadas y confortables a un volumen siempre creciente de vehículos cada vez más pesados. Por razones económicas que saltan a la vista, en la construcción de las terracerías se impone el empleo de los materiales inmediatos a ellas; esto llevó desde un principio a la utilización de suelos y fragmentos de roca. Las superficies de rodamiento obtenidas directamente como remate de la terracería, -- aún cuando se sigan los más modernos métodos de construcción, en general no resuelven los problemas derivados de la presencia del tránsito moderno, pues si bien pueden proporcionar durante algún tiempo condiciones apropiadas a la operación de un bajo número de vehículos, no se ha logrado ni que estas condiciones sean permanentes en el tiempo, ni que resistan la acción de un tránsito intenso. Los suelos aún bien compactados y de excelente calidad, resultan ser muy susceptibles a la acción del agua y otros agentes del intemperismo que los hacen incapaces de soportar la acción del tránsito, en las condiciones que -- satisfagan los requerimientos previstos. En consecuencia, se hace imprescindible recubrir la superficie de las terracerías con una capa -- que cumpla los siguientes requisitos:

1. Ser estable ante los agentes del intemperismo.
2. Resistente a la acción de las cargas impuestas por el tránsito.
3. Tener textura apropiada al rodamiento.
4. Ser durable.
5. Tener condiciones apropiadas en lo referente a la permeabilidad.
6. Ser económica.

Los requisitos anteriores definen una capa formada por un material granular de muy buena calidad, que no es posible obtener en -- forma natural y cuyas partículas deben estar ligadas inclusive por algún medio artificial. Los suelos cohesivos nunca soportarán la acción

directa y prolongada del tránsito. Los materiales granulares, de mayor resistencia potencial, ofrecerían una superficie por sí sola inestable, por falta de coherencia. La capa de que se habla debe ser entonces necesariamente de mayor costo que la terracería y esto hace que los factores económicos adquieran un papel relevante. En principio, el problema económico se resolvería con una capa de rodamiento cara y delgada; dicha capa podría cubrir también los requisitos de estabilidad, durabilidad, textura y permeabilidad, pero por su pequeño espesor se transmitirían a la terracería niveles de esfuerzo muy altos que perjudicarían pronto a la propia superficie de rodamiento por falta del requerido apoyo. Hay entonces intereses opuestos que es necesario conciliar si se ha de llegar a una estructuración óptima. En realidad dicha conciliación se ha tratado de lograr siguiendo dos líneas de conducta diferentes.

1. La capa de rodamiento se construye con el suficiente espesor y de una calidad tal que se logra que los esfuerzos transmitidos a la terracería sean compatibles con la calidad de ésta; de hecho el material que se ha encontrado más adecuado para la construcción de la capa de rodamiento, en este caso, es el concreto hidráulico y cuando el espesor es suficiente los esfuerzos transmitidos a la terracería pierden interés, pues cualquier pequeña cedencia o deformación permanente en ella es absorbida por el concreto a base de la "acción de puente", consecuencia de su resistencia a la tensión. De hecho, las ideas anteriores son las que han conducido a la adopción de los pavimentos rígidos.
2. La superficie de rodamiento se logra mediante una carpeta bituminosa relativamente delgada, pero de alta calidad y costo generalmente elevado, interponiendo entre ésta y la subrasante, un sistema de varias capas de materiales seleccionados cuya calidad, por lo común, es decreciente con la profundidad, acorde con los niveles de esfuerzos a que se ven sometidos, los cuales siguen una ley en ese mismo sentido. Estos materiales desarrollan casi siempre una baja resis-

tencia a la tensión, de tal suerte que la distribución de esfuerzos llegue a reducirse hasta alcanzar valores convenientes al nivel de la subrasante, lo que es posible lograr casi exclusivamente variando el espesor de acuerdo con la magnitud de las capas aplicadas y las características de los materiales que constituyen la capa superior de las terracerías. En consecuencia, a igualdad de otros factores puede decirse que el espesor de un pavimento de este tipo, denominado flexible, depende fundamentalmente del material que constituye el apoyo al pavimento. En algunas ocasiones se hace conveniente utilizar en las capas del pavimento, materiales cuya resistencia a la tensión sea considerable, añadiendo a los materiales del tipo anterior o incluso a otros de menor calidad, porcentajes apropiados de sustancias aglutinantes, tales como, cemento Portland, asfalto o cal; estos productos proporcionan a la mezcla una resistencia a la tensión que aumenta su capacidad de distribución de esfuerzos, transmitiéndolos a mayores áreas; en estas condiciones la calidad de los materiales que constituyen la capa o capas así construídas influyen notablemente en el espesor total del conjunto del pavimento. De hecho, estas soluciones a base de capas semirígidas de suelo-cemento, suelo-cal, etc. constituyen una tercera alternativa intermedia entre las dos antes discutidas, que algunos autores han llamado pavimentos semi-rígidos y que, en forma convencional, se agrupan dentro de esta ponencia con los pavimentos flexibles. De todo lo expuesto hasta el momento, parece desprenderse la idea de que el problema de la estructuración de un pavimento es claro y sencillo y así es en efecto en lo que se refiere al planteamiento básico, sin embargo, en el momento en que los criterios anteriores tratan de ajustarse a cualquier caso particular real surgen un gran número de incertidumbres referentes todas ellas a aspectos de decisiva influencia en la solución final y que, por lo tanto, no pueden ser ignoradas. En lo que sigue tratará de darse un bosquejo somero de la naturaleza de

tales incertidumbres en cuanto afectan a algunas de las características fundamentales del propio pavimento; en el análisis que sigue se mencionarán como tales características:

- a). La resistencia estructural.
- b). La deformabilidad.
- c). La durabilidad.
- d). El costo.
- e). Los requerimientos de conservación.
- f). La comodidad.

En esta ponencia en lo sucesivo se tratará exclusivamente el caso de los pavimentos flexibles, por ser los rígidos objeto de otro trabajo.

- a). La resistencia estructural.

La primera condición que la estructura de un pavimento debe cumplir, es la de soportar en forma adecuada las cargas impuestas por el tránsito que debe circular sobre él. Las cargas del tránsito producen esfuerzos normales y cortantes en todo punto del sistema pavimento-subrasante. La metodología teórica para análisis de resistencia de los pavimentos es proporcionada por la Mecánica de Suelos y es sabido que en ese campo las teorías de falla que hoy gozan de mayor aceptación son las de esfuerzo cortante; en consecuencia en el estudio de pavimentos flexibles suele considerarse a los esfuerzos cortantes como las principales causas de falla desde el punto de vista estructural; correspondientemente la resistencia de los materiales al esfuerzo cortante, resulta ser su propiedad fundamental. Las teorías de capacidad de carga de la Mecánica de Suelos-

suelen referirse a medios homogéneos e isotrópicos; la heterogeneidad de la estructura del pavimento, así como su relativa anisotropía producen una primera incertidumbre en la resolución de los problemas de resistencia. Por otra parte es justo señalar que la Mecánica de Suelos actual se está preocupando por desarrollar soluciones que tomen en cuenta las condiciones reales de los pavimentos y ya existen algunos esfuerzos meritorios al respecto (teorías de Burmister, Ivanov, Juffroy y Bachelez, Acan, Hogg, etc.). Además de los esfuerzos cortantes, actúan en los pavimentos esfuerzos adicionales producidos por la aceleración y frenaje de los vehículos entre la superficie de rodamiento y las llantas, y esfuerzos de tensión que se desarrollan en los niveles superiores de la estructura y a una cierta distancia del centro del área cargada que se deforma verticalmente hacia abajo. De hecho, el problema de la resistencia por lo general se plantea fundamentalmente en relación con materiales de la estructura del pavimento, si se toma en cuenta que aunque los materiales que constituyen el apoyo del pavimento son de menor calidad, el espesor del mismo hace que los esfuerzos inducidos, a este nivel alcancen valores que por lo general son inferiores a la capacidad de carga a la falla del suelo. En cambio, con respecto a la deformación podría decirse que la situación se invierte, es decir, que dada la naturaleza de los materiales que constituyen la estructura del pavimento, su deformidad bajo la acción de las cargas es de un orden muy inferior a la que experimenta el suelo de la subrasante. De hecho en la realidad del diseño ambas ideas han de aunarse pues habrá que cuidar que los niveles de esfuerzos que lleguen a la subrasante no sean tan elevados como para producir en ésta las deformaciones indeseables que se han comentado; el fijar la magnitud tolerable de estas deformaciones es otra de las grandes incertidumbres teóricas del diseño.

La determinación de la resistencia de los materiales que constituyen un pavimento, es un problema sumamente difícil y que aún no está resuelto en forma del todo satisfactoria; influyen en él no sólo el tipo del suelo sino también y de una manera definitiva su in-

relación con los efectos de intemperie entre los que destacan por su importancia las variaciones del contenido de agua, cuyo efecto ha sido ya varias veces discutido en este Seminario. El ingeniero no está -- casi nunca en condiciones de predecir de un modo preciso cuál será el contenido de agua más desfavorable que habrán de tener los materiales -- que maneja, sin embargo, este dato es necesario para el proyecto, puesto que define la resistencia de los materiales en esa condición crítica. Esta es otra de las incertidumbres básicas del diseño, que se resuelve a base de hipótesis más o menos justificadas por la experiencia, tales como considerar que el suelo llegará a saturarse, adquirirá una "humedad de equilibrio", tendrá la humedad óptima de compactación o -- próxima a ella, etc.

Otro factor que influye sustancialmente en la resistencia de los materiales en relación con los pavimentos es el tipo de cargas que se les aplica y la velocidad con que ello se hace. Los pavimentos están fundamentalmente sujetos a cargas móviles cuyos efectos son menos -- conocidos y más completos que los de las cargas estáticas y esta es otra fuerte incertidumbre que se ha tratado de resolver en el caso de -- los análisis teóricos (Boussinesq, Burmister, etc.) admitiendo que las cargas actuantes son de tipo estático; en las pruebas de laboratorio -- la situación es un poco más realista, pues si bien las pruebas se realizan con carga estática o a velocidad muy lenta, su correlación para -- obtención de normas de criterio se hace con el comportamiento real de los pavimentos bajo cargas móviles.

El hecho de que las cargas actuantes sean repetidas afecta a la larga a la resistencia de las capas del pavimento de relativa rigidez, por lo que en el caso de pavimentos flexibles este efecto se presenta sobre todo en las carpetas y las bases estabilizadas donde pueden ocurrir fenómenos de fatiga muy difíciles de analizar y cuantificar. En los suelos con resiliencia potencial la repetición de las cargas puede llegar a provocar la falla de los pavimentos, fenómeno que --

por otra parte, aun no ha sido posible introducir en el diseño mediante una medición con pruebas de laboratorio o campo suficientemente confiables. Además, la repetición de las cargas frecuentemente es causa de -- que las partículas granulares que constituyen la base se fracturen, con lo que se modifica la resistencia de esa capa en forma difícilmente cuantificable, la repetición produce también interpenetración de partículas granulares en las capas de suelo más fino.

La resistencia de los materiales que intervienen en el proyecto de los pavimentos interesa desde dos puntos de vista.

1. En cuanto a la capacidad de carga que pueden desarrollar las capas -- constituyentes del pavimento para soportar adecuadamente las cargas -- del tránsito.
2. En cuanto a la capacidad de carga de la capa subrasante que propor-- ciona apoyo al pavimento, para que sea capaz de soportar los esfuer-- zos transmitidos.

El punto 1 es de primordial importancia en la selección de -- los materiales que deben constituir las diferentes capas del pavimento -- que, evidentemente, son las que están sometidas a los mayores esfuerzos y antes de cumplir su función de distribuirlos a las capas inferiores -- deben ser capaces de soportarlos, puesto que de lo contrario se produci -- ría la falla en estos niveles independientemente de que su espesor sea -- muy grande. Por otra parte, el llenar muy satisfactoriamente los requi -- sitos de este primer punto se refleja poco en los espesores que a fin -- de cuentas habrán de tener las distintas capas, pues el espesor es esen -- cialmente un requisito de transmisibilidad de esfuerzos a las capas in -- feriores y a las intensidades convenientes. Esto es especialmente cier -- to cuando los materiales del pavimento no tienen resistencia a la ten -- sión, lo que por otra parte es el caso general, pues cuando hay una re -- sistencia a la tensión importante, aumenta mucho la capacidad de distri --

buir los esfuerzos a mayores áreas subyacentes y por lo tanto en este caso es posible reducir en forma apreciable los espesores. El punto 2, por el contrario se refleja directamente en el espesor total del pavimento, pues una subrasante muy resistente requiere de un espesor menor al tolerar niveles de esfuerzos relativamente altos.

b). La deformabilidad.

De hecho los problemas de resistencia y deformabilidad son de difícil separación, puesto que al inducir esfuerzos necesariamente se producen deformaciones y la falla por falta de resistencia va acompañada generalmente, por lo menos en el caso de los pavimentos, por deformaciones excesivas que plantean también problemas de la índole que ahora se trata. En el inciso anterior la deformación preocupa desde el punto de vista que su magnitud no sea tal que conduzca a un estado de falla; en este inciso en cambio se analizará la deformación en sí misma, pues es sabido que un pavimento deformado puede dejar de cumplir sus funciones, independientemente de que las deformaciones no hayan conducido a un colapso estructural propiamente dicho.

Las cargas del tránsito producen deformaciones en los pavimentos; en partes éstas son elásticas, es decir, instantáneamente se recuperan al cesar la causa productora, pero en parte son también plásticas en el sentido de permanentes, es decir, el suelo queda deformado en un cierto monto aún después de desaparecer la acción. Como la carga que transita en los pavimentos es móvil y repetida numerosas veces sobre el mismo punto, la deformación plástica se hace acumulativa, alcanzando eventualmente valores inadmisibles. Es curioso hacer notar que a esta situación indeseable que representa una falla del pavimento, desde el punto de vista de su funcionamiento, sólo se puede llegar en muchos casos a través de una "densificación" de los materiales de pavimento que se traduce en un aumento de su resistencia; paradójicamente el pavimento fallado por esta razón puede ser más resistente que el original.

La deformación elástica preocupa en el sentido de que, por ser repetida, puede en ocasiones producir la falla de los materiales con resistencia a la tensión que se colocan en la parte superior del pavimento. Este fenómeno no es general, en el sentido de que no siempre se produce; depende principalmente del monto de la deformación que tiene lugar y de la susceptibilidad de los materiales. Los materiales "resilientes", es decir, los que acusan fuertes deformaciones elásticas bajo carga son los más peligrosos (desde este punto de vista) y entre ellos abundan los suelos de origen volcánico y algunos limos llamados elásticos. Desde luego que el problema de la deformabilidad es muy complejo y no sólo los dos factores señalados influyen en él; por ejemplo, el contenido de agua de los suelos ejerce una gran influencia. Por otra parte, existen muchos casos en donde el fenómeno de fatiga, aunque potencialmente es factible, no llega a producirse debido a que antes el pavimento falla por otras causas.

La deformación bajo la carga del tránsito es debida tanto a la contribución de la parte superior de las terracerías como a la de las capas del pavimento. La naturaleza de los materiales y los métodos de construcción hoy en uso suelen combinarse para hacer que la primera componente de la deformación sea con mucho la más importante.

La deformabilidad de los pavimentos flexibles es un punto tan importante que puede decirse que en última instancia éstos han de diseñarse para que aquella quede dentro de límites tolerables. Esto nos lleva en primer lugar a fijar tales límites, tarea bastante más compleja de lo que a primera vista pudiera pensarse, y cuya solución suele intentarse con base en normas de experiencia de grupos de ingenieros. El segundo problema radica en medir la deformación que realmente va a sufrir bajo la carga el pavimento. Este segundo problema debe considerarse en dos fases. Primero, la estimación de las deformaciones elásticas, que hasta cierto punto es posible hacer una vez conocidos los materiales que cons-

tituarán el pavimento, obteniendo su módulo de deformación, para lo cual existen diversas pruebas de campo a realizar sobre terraplenes de prueba- construidos en las condiciones supuestas críticas; estas pruebas son de placa, con el deformómetro de Benkelman o con un sinnúmero de aparatos dinámicos, sónicos, eléctricos, etc.; algunas instituciones prefieren realizar muchas mediciones de esta naturaleza en pavimentos ya construidos o en construcción a fin de obtener correlaciones experimentales entre clima, tránsito, tipos de materiales y deformabilidad de los pavimentos; finalmente no han faltado intentos para medir el módulo de deformación en el laboratorio (prueba triaxial de Kansas por ejemplo), tropezando con los inconvenientes de un experimento poco representativo, por la dificultad de reproducir en el laboratorio las condiciones críticas de campo y por problemas de escala. Una vez conocido el módulo de deformación, la deformación elástica puede calcularse con base en una teoría que considera usualmente varias capas de pavimento respecto a las cuales se han hecho una serie de idealizaciones de comportamiento.

La segunda fase del problema de la medición de las deformaciones reales, se refiere a la valuación de las deformaciones plásticas, causadas sobre el pavimento por una gran variedad de cargas repetidas numerosas veces. Este problema se ha atacado con criterios fundamentalmente empíricos cuyo aprovechamiento a métodos de diseño requiere de extrapolaciones experimentales; así por ejemplo, la diversidad de las cargas se representa en la práctica por una carga única, llamada estándar, resultado de estudios estadísticos tanto en tramos experimentales como en prototipo, sometidos a la acción del tránsito real o de un tránsito clasificado; la carga también se supone que tome en cuenta para su definición el efecto de las repeticiones, pues se intenta relacionar, al definir la carga estándar equivalente, su efecto destructivo durante la vida útil del pavimento con el que causarían las cargas reales con sus repeticiones respectivas. Una vez fijado el tránsito de proyecto actualmente lo que se hace en los métodos de diseño que toman en cuenta estas cuestiones es prefijar con base en experiencia una deformación permanente máxima y el pavimento se di-

seña de manera que ésta se presente únicamente al fin de la vida útil prevista. Existen dos criterios para fijar la deformación máxima permisible: o bien se habla de la que produce la falla del camino, entendiendo por ésta la condición en la que el pavimento ha perdido los requerimientos de servicio para los que fué diseñado (criterio AASHO basado en el "Índice de Servicio") o bien se habla de la deformación que obliga a una reconstrucción (criterio Británico) ya de cierta importancia económica.

c). La Durabilidad.

Las incertidumbres de tipo práctico ligadas a la durabilidad de un pavimento flexible son grandes y difíciles de tratar, aún a un nivel general.

El primer punto de muy difícil definición es cual sea la durabilidad deseable que haya de lograrse en el pavimento de un cierto camino. Evidentemente que ésta está ligada a una serie de factores económicos y sociales del propio camino; en una obra modesta, de escaso tránsito, la duración del pavimento puede ser mucho menor que la de la estructura en sí, con tal de que el balance económico de una serie de reconstrucciones sea favorable en relación con el costo inicial de un pavimento mucho más durable, más la valuación de las interrupciones que representen las necesarias reconstrucciones y enmiendas del pavimento débil; por el contrario en una vía terrestre de fuerte tránsito y gran importancia económica se requerirá un pavimento muy durable, a fin de no tener que recurrir a costosas interrupciones de un tránsito importante.

Una vez fijado un criterio que proporcione la durabilidad deseable de un pavimento, surgen muchas incertidumbres de carácter práctico para lograrla. Ya se ha mencionado que el efecto del clima y del tránsito repetido dista de estar bien estudiado y que son muchos los problemas sin resolver que al respecto subsisten. De esta forma, aún cuando se llegue a definir la duración que se desea para un determinado pavimento, será difícil establecer todas las normas de proyecto apropiadas para lograrla.

Lo anterior se refiere a las condiciones normales de uso de un pavimento, pero no debe olvidarse que frecuentemente estas estructuras están expuestas a acciones de carácter extraordinario, tales como lluvias ciclónicas, inundaciones, terremotos, etc. Resulta todavía mucho más complicado el tratar de establecer la resistencia deseable de un pavimento ante este tipo de eventos y las normas de proyecto que han de cuidarse para lograrla.

Como una consecuencia de lo anterior los ponentes no conocen ningún método de diseño actual en donde los requisitos de durabilidad se reflejen de un modo cuantitativo y la duración de proyecto de un pavimento puede figurarse únicamente con normas empíricas o con base en apreciaciones comparativas de experiencia personal.

Existen algunas pruebas de abresión o de intemperismo simulado que permiten juzgar más o menos toscamente sobre la durabilidad de algunos materiales aislados, pero las conclusiones relativas a la interacción de esos materiales colocados en forma estructurada son inciertas y han de obtenerse con los criterios antes indicados.

a). El costo.

Como todas las estructuras de la Ingeniería, el pavimento representa un balance entre satisfacción de requisitos de resistencia y estabilidad en general, por un lado, y el costo, por otro. El diseño correcto será el que llegue a llenar los requisitos necesarios de servicio para un determinado caso particular, al costo mínimo. Naturalmente que para lograr el equilibrio anterior se plantean una gran cantidad de posibles líneas de conducta y de aquí emana uno de los aspectos de diseño más inciertos y que demandan de mayor criterio.

De hecho la primera disyuntiva se ofrece al elegir el tipo de pavimento que deba emplearse en cada caso; pavimentos rígidos, flexibles o semi-rígidos son ventajosos o inconvenientes según los casos. En general, los pavimentos rígidos demandan poco gasto de conservación, pero su costo de construcción es alto y están circunscritos a la disponibilidad de los

materiales necesarios y de un equipo de construcción especializado. Los pavimentos flexibles requieren menor inversión inicial, pero también, requieren en general una conservación más costosa. Los pavimentos semi-rígidos pueden constituir soluciones que contribuyan a abatir costo cuando los materiales de que se dispone para la construcción los hacen convenientes; muchas veces es posible lograr muy importantes reducciones en los espesores con suelos estabilizados. No hay reglas fijas que permitan establecer el tipo de pavimento conveniente en cada caso; este es un punto que deberá investigarse acuciosamente en cada situación particular.

Una vez elegido un tipo de pavimento determinado, deberán seleccionarse los materiales que intervendrán en su estructura. Es posible que éstos se ofrezcan en abundancia y que sea necesario establecer una selección comparando las calidades de la obra resultante con los diferentes costos de extracción, acarreo, etc., pero también es posible que los materiales apropiados escaseen de tal manera que inclusive obliguen al proyecto del pavimento en conjunto a adaptarse a los existentes. La búsqueda de materiales apropiados y el balance entre la calidad de obra obtenida de ellos y los costos de su utilización constituyen uno de los puntos más delicados en la práctica.

Cuando se fijan los bancos de materiales que se utilizarán en la construcción de un pavimento sobrevienen muchos problemas de solución incierta en lo referente a la homogeneidad del banco, métodos de extracción asegurar, tratamientos a dar en los materiales, volumen de los desperdicios y el del material aprovechable, todos los cuales se reflejan grandemente en los costos.

Otro de los factores que intervienen en forma decisiva en los costos de un pavimento y para cuya definición no existen tampoco reglas fijas confiables, es el relativo a las normas de construcción a que han de sujetarse los diferentes materiales para cumplir con los requerimientos de un proyecto determinado. La compactación por ejemplo, incluye un gran número de importantes incertidumbres que han de resolverse sobre la marcha con

base en la experiencia y el sentido común de proyectistas y constructores. No se insiste sobre estos aspectos que han sido ya suficientemente tratados en este Seminario.

De todo lo anterior, se desprende que si se desea diseñar un pavimento en condiciones de mínimo costo han de estudiarse múltiples y variados problemas para cuya solución no hay marcos de referencia pre-establecidos.

e). Los requerimientos de conservación.

Una gran cantidad de incertidumbres de las que se plantean en la práctica de los pavimentos tienen que ver con su conservación. Muchas de ellas se refieren a aspectos que han de ser previstos en un proyecto completo y, por ende, se reflejan en el mismo.

Los factores climáticos influyen decisivamente en la vida de los pavimentos. El proyecto ha de tomarlos en cuenta a fin de considerar las normas necesarias para su previsión y para dejar a la conservación una tarea razonable; sin embargo, es obvio que estos factores traen consigo numerosos elementos cuya previsión es difícil, a pesar de lo cual deben de considerarse como aquellos en los que la experiencia, conjugada con una buena información de las condiciones locales, pueda lograr mejores resultados.

La intensidad del tránsito es otro factor primordial por su influencia en la vida de los pavimentos y en su necesidad de conservación. En este caso, se trata de prever el crecimiento futuro en el número de vehículos circulantes, así como en su tipo.

Otro factor que ha de tomarse en cuenta por su influencia en la conservación de los pavimentos es el futuro comportamiento de las terracerías, sus deformaciones, derrumbes, saturaciones locales, etc., pues de

....

otra manera podrá llegarse a graves problemas de conservación y reconstrucción. Es frecuente que el comportamiento esperado para las terracerías se refleje en forma decisiva en los pavimentos. -- Un caso típico, pero de ninguna manera único, lo constituyen los pavimentos provisionales que se colocan sobre terracerías que sufrirán deformaciones, hasta el momento en que alcancen su equilibrio final.

Las condiciones de drenaje y subdrenaje de un camino son seguramente uno de los puntos más importantes para definir la vida del pavimento y su necesidad de conservación. El proyecto del drenaje y subdrenaje debe considerarse en muchas ocasiones como formando parte del diseño del pavimento, pues constituye con él un todo integral que no puede separarse; todas las incertidumbres inherentes a los problemas de subdrenaje de las carreteras y aeropistas afectan, por consiguiente, al proyecto de los pavimentos. Este tipo de problemas ya ha sido ampliamente tratado en otras ponencias de este Seminario.

Otro aspecto importante que se reflejará en la conservación del pavimento y que puede ser previsto en el proyecto es el uso de materiales susceptibles de sufrir degradación por el efecto de las cargas repetidas del tránsito. Aunque existen en la actualidad algunas pruebas orientadoras en relación al comportamiento de los materiales a este respecto, son muchas las dudas que pueden presentarse en cualquier caso particular; es fundamental que sean básicamente resueltas con buen juicio y experiencia, pues de lo contrario la obra resultante acusará defectos que se reflejarán en una conservación costosa y aún en probables necesidades de reconstrucción.

Frecuentemente los pavimentos sufren falta de conservación sistemática, con lo que su vida se acorta en forma imprevisible. Este importante punto no se á tratado en este lugar, por con

considerarse que no es problema de diseño propiamente dicho.

f). La comodidad.

Especialmente en carreteras de primer orden, los problemas y métodos de diseño de pavimentos se ven afectados por la comodidad que el usuario requiere para transitar a la velocidad de proyecto. Las deformaciones longitudinales del pavimento, por ejemplo, pueden ser un obstáculo a este requerimiento, aún cuando desde un punto de vista estrictamente mecánico representen poco o nada de deficiencia estructural o riesgo de falla. En caminos de especificaciones altas, por lo tanto, el proyectista deberá elevar su nivel de exigencia, -- haciendo intervenir en su criterio este tipo de consideraciones en el que el pavimento tenga ingerencia.

III. DISCUSION SOBRE LOS FACTORES QUE AFECTAN AL PAVIMENTO.

De los párrafos anteriores se deduce que un gran número de factores afectan el diseño específico de un pavimento, transformando en muy complejo un problema de planteamiento inicial relativamente sencillo.

En lo que sigue se analizarán con cierto detalle los más importantes de esos factores, dejando sin mencionar, en aras de la brevedad y la claridad, algunos de efecto secundario, pero en ocasiones significativo.

A) Las cargas.

Una carga estática puede actuar de diversas formas, dependiendo de su posición y de su intensidad; la valuación de sus efectos dista de ser conocida, pero por lo menos el ingeniero está familiarizado con ella. El problema que originan las cargas móviles y los efectos repetidos del tránsito convierten la valuación de los --

have generally been developed independent of each other. There is no correlation between them. Second, these pavement design methods fail to include the parameters of vehicle speed, driver or pilot response, pavement roughness, operational criteria, and maintenance needs. Pavement theories developed in the early automobile age are simply insufficient for today's high-speed transportation.

During the pavement tests for the redevelopment program at Newark Airport, efforts were made to obtain pertinent information which would contribute to the general knowledge of pavement engineering. The conclusions drawn from those tests form the basis for the new pavement design system here presented.

This book deals first with the philosophy of pavement construction, its functional requirements, and the factors governing operational performance. It sets a stage for the future development. After a review of the existing design methods, subgrade condition, quality control, material concept, environmental effects, and mathematical models, a random-vibration theory is introduced to translate pavement surface roughness into vehicle vibration. This translation is governed by the speed, shock absorption, and fundamental frequency of the vehicle.

The vibration problem affects not only the operator's ability to control his vehicle but also the safety and comfort of his passengers. Considering the number of people aboard an airplane and the frequency of multivehicle accidents, it is clearly the public responsibility of an engineer to design a safe and operational pavement.

In addition, the construction of an airport or a superhighway involves a great deal of capital investment. The cost of airport pavement is borne largely by the airport operator and air transportation industry (airlines). The airport users' criteria should have a significant effect in formulating the design concept of modern airport pavements. For highway and road construction, the cost is largely from tax money. There is no reason why a cost-benefit study on such construction should not be conducted.

The materials in this book are largely derived from airport construction, but the philosophy, concept, and methodology contained herein should have a profound influence on the design of modern highway pavements as well.

Nai C. Yang

CHAPTER ONE

Basics of Pavement Design

The scientific approach to the solution of an engineering problem involves first defining its scope and functional purpose and then seeking solutions to the problem within the scope and purpose defined. To illustrate the purpose of pavement construction, consider the difference between a country road which does not have a paved surface and a superhighway paved with a permanent surface. The driver of a vehicle does not care what material the pavement structure consists of, but he is sensitive to the rattling of the vehicle and the safe speed of his travel. On the country road he drives slowly, whereas on the superhighway he can safely go much faster. The driver also notices that on the country road the ride is rather rough, whereas the ride on many superhighway pavements is reasonably smooth. If the driver is in a hurry to reach his destination, the roughness of the pavement may be an important factor in his safety. From this, it can be assumed that pavement design is not necessarily governed by the weight of vehicle; rather, the purpose of a pavement is to provide a functional surface for the operation

of a vehicle. The dynamic interaction of vehicle vibration and driver response is the primary consideration in judging the functional purpose and the safe standard of a pavement construction.

This analog represents a significant departure from today's pavement design analysis, which emphasizes the weight of vehicle as the primary design consideration. In order to properly define the purpose of pavement construction, the following discussions are introduced.

1.1. GENERAL CONSIDERATIONS

Speed

Prior to the introduction of the automobile, there was no urgent need to design roads similar to modern roadways. Horse-drawn wagons and other slow-moving vehicles did not require a paved road as long as the ground was hard enough for the vehicle to travel on. Although many roads were built in ancient times, such as the Roman Appian Way and the express roads of the early Chinese dynasties, the purpose of the construction was to provide a hard surface for repeated use without interrupting travel speed. With the introduction of the high-speed automobile, unpaved surfaces reduced the efficiency and pleasure of driving. The presence of potholes, roadway erosion, and dust in dry weather added many maintenance and environmental problems.

Initially, concrete pavement was used, and smooth and clean surfaces were achieved. Subsequently, asphalt concrete pavement was introduced. At first, the maximum speed of automobiles was in the range of 30 to 40 mph. Since World War II, the legal speed of vehicles has increased rapidly, from 40 to 60 mph, and even to 80 mph in some states. Many engineers began to realize the inadequacy of pavement design methods because constant complaints were registered by automobile users that their vehicles bounced too much on the pavement at high speeds. This was the first sign that the speed of the vehicle should be an important input in a rational pavement design.

In the last 20 years, aircraft traffic has increased rapidly, culminating in a rush to build airports. As of today, airport engineers still borrow the pavement design concepts developed by highway

engineers. No criterion of speed is considered in airport design. Consequently, airport engineers have found that diversified pavement performance has been encountered at airports. In the fast-moving areas, such as runways and taxiways, there have been complaints from pilots about the surface roughness of pavement. In the apron area, the operation of aircraft is less important but the need for maintenance and rehabilitation becomes more critical.

Roughness

In the early years of roadway construction, the surface of concrete pavement was rather smooth but periodic maintenance on expansion joints was required. However, if the pavement surface was not properly constructed or distortion of joints subsequently developed, vehicular vibration was experienced. Such roughness was objectionable because the driver became uncomfortable and, in some cases, lost firm control of the vehicle. Highway engineers have made great efforts to improve pavement construction. Still, in some cases, due to uneven settlement of the subgrade, road surfaces are not smooth and are therefore not desirable.

The undesirability of roughness is a function of vehicle speed and the geometric configuration of the uneven surface. A slow-moving vehicle simply rides up and down on a long undulation of pavement surface, whereas a fast-moving vehicle may register a significant dynamic response. An isolated surface disturbance may not be as critical to vehicle vibration as harmonic undulation would be. Maximum dynamic interaction is encountered at a proper combination of vehicle speed and wavelength of roughness configuration.

Safety

In the early automobile age, traffic accidents were relatively minor—as compared with today's airport situation, in which an accident may cost millions of dollars for the physical damage, not to mention the immeasurable values of service and human lives. If an aircraft is in a state of severe vibration, the pilots cannot read the instruments on the control panel and the aircraft may pitch or overshoot the runway. These are valid complaints, and engineers should design pavement to fulfill the users' requirements. Engineers should not establish the standard of operation and the tolerance on smoothness of a pavement; the users should have the final say on this

ject. However, engineers should be guided by a set of operational criteria and standards. They should always keep in mind that there is no substitute for safety and that the pavement should be built, even at a high construction cost, to meet the users' requirements. A safe pavement can be defined as consisting of a smooth, clean surface, providing sufficient traction to brake the vehicle within a defined safe distance. There are other considerations, such as lights, signs, and navigation aids, which are operational requirements; these are peripheral problems relating to pavement design.

Maintenance

When highway traffic is light, it is possible to close a portion of roadway pavement for repair. Today, it is a common experience to find several feet of pavement maintenance causing miles of traffic congestion. There is a tendency to build better pavements in order to reduce the frequency of maintenance. For modern airports, the maintenance of the runways and taxiways is more serious than that of highway pavements. When a runway maintenance program is scheduled, distant airports and the air transportation industry will be informed at least several weeks in advance of the scheduled shutdown. For emergency repairs, air traffic can be tied up at distant airports. For instance, the closing down of runway 31L at Kennedy Airport will cause the backup of traffic at London, Paris, Los Angeles, San Francisco, Chicago, and many other airports. The loss of the operational revenue and the inconvenience to the traveling public cannot be accurately measured by money.

Cost

The ultimate goal of all engineering design is the most economical solution to a problem, with maximum utilization of material, equipment, and manpower. Engineers have to utilize their knowledge to develop economical pavement materials and to use these materials where they are most needed. Thus the cost-benefit consideration is the prime objective of a pavement design system. Pavement engineers are concerned not only with the initial capital investment but also with the subsequent maintenance costs. Many property owners in rural areas may, in order to keep the tax rate low, object to having paved roads, and they may be willing to pay the annual cost of filling up the potholes. On the other hand, the maintenance cost for a

modern superhighway is entirely different from that for a country road. The detouring and maintaining of traffic flow can be a major difficulty in scheduling pavement repairs. Under such circumstances, the total maintenance costs should include the direct cost of pavement repair, the indirect cost of interruption of operations, and the additional cost (due to the tight schedule) of standby manpower and equipment.

As today's airport construction is paid for primarily by the users, either directly or indirectly, the users should have an opportunity to express their concerns about the functional requirements of the pavement. The pavement engineer is obliged to give the users a price tag for the kind of pavement they desire. Aircraft can take off and land only at certain speeds. There is practically no alternative. Moreover, the future generation of aircraft will have a wider body and heavier gears. Each aircraft will carry up to several hundred passengers. Airport operators have no choice but to build pavements that will meet the speed and safety requirements of airport traffic. In this case, when speed, safety, and interruption of airport operations are taken into consideration, the balance of capital investment and maintenance can be positively defined. In the long run, it may be more economical to have a higher initial construction cost for building a better pavement than to build a weaker pavement and be involved with constant maintenance. This can be seen as a new formula for an economically balanced pavement design. The administrator of the airport may object to paying more in the initial pavement construction. It is the obligation of the pavement engineer to present a valid cost-benefit analysis of the merit of better pavements. By balancing the capital investment and the maintenance costs, an optimal pavement design can be achieved. This may not reflect the best condition of every aspect of pavement performance, but it should be the best possible compromise.

1.2. BASIC ENGINEERING CONSIDERATIONS

Probabilistic Model

All natural events, such as construction, materials, aircraft operations, and human judgment, are subject to random variation. There is no single set of values which can be used to represent a particular

event. In modern scientific process, the *degree of reliability* has been introduced to provide a better description of random events. For instance, if we have a supporting system, its probability distribution of events is curve $S(p)$, as shown in Fig. 1.1. The performance of system $S(p)$ will be given by the frequency distribution of the events. The supporting system can be assumed to represent the performance of a pavement system. The forcing function (such as the aircraft load) can be expressed by a similar curve $F(p)$, shown in Fig. 1.1. In all engineering design, a factor of safety greater than 1.0 is always mandatory. This means that the operational requirements of a forcing system will always be less than the supporting system can endure. However, due to the random nature of the probability distribution, a small portion of the supporting system overlaps the functional requirements of the forcing system, such as in the shaded areas r and q shown in Fig. 1.1. This is the area in which possible failure may occur. As the point of intersection represents the maximum design load and allowable working stress, the reliability R of the two interacting systems becomes

$$1 - rq > R > 1 - r - q + rq \quad (1)$$

The higher the percentage of reliability, the larger the factor of safety of the supporting system. The probability of reliable

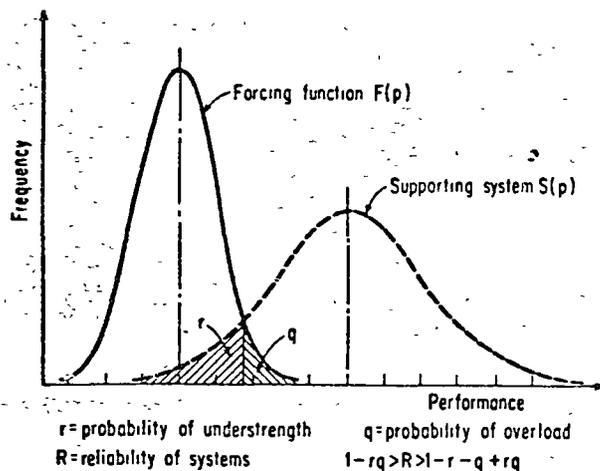


Fig. 1.1 Reliability of systems performance.

interaction is

$$p = P(N_r \geq N_q)$$

where N_r is the reliability of functional performance of supporting system, N_q is the probability of occurrence of the forcing system at a smaller number than its design service life, and P probability function.

Since the performance of pavement is greatly affected by many contributing factors in an unpredictable way, a probabilistic solution may be of some value. The fundamental philosophy of using probabilistic models in engineering analysis is that it is possible to predict the trend of what is likely to happen on the basis of statistical analyses of the past, provided that all contributing factors remain unchanged. In today's rapidly changing technology, aircraft operations are radically different from those of several years ago. Regression analyses based on previous pavement tests and empirical design charts developed decades ago are of little value to pavement design for today's aircraft; because the contributing factors have radically changed, a probabilistic solution is not valid.

In the process of an engineering analysis, the physical properties and boundary conditions of a system cannot be clearly defined because of limited data inputs and insufficient observations. It is the power of the probabilistic approach to devise a mathematical model that fits the observed data satisfactorily and that can then be extrapolated for wider interpretation. The major drawback of probabilistic analysis is that a well-documented statistical model can be used to predict the behavior of a family of events with some degree of confidence within the boundaries of the statistical model but cannot be used to predict the outcome of an individual event in that family.

Deterministic Model

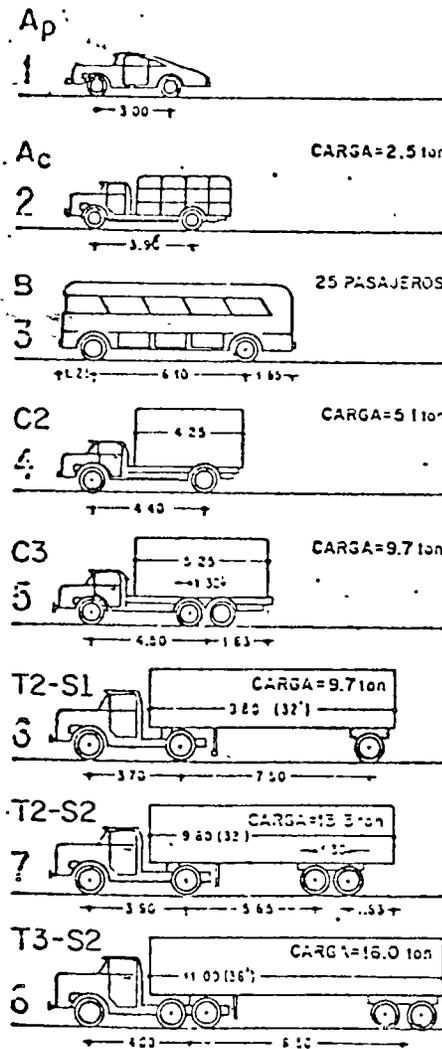
A rational engineering design can be attempted even without the benefit of past experience by determining the physical requirements of the structure based on the anticipated condition of external loads, postulated deformations, stresses in the elements, and the mechanical behavior of materials under various loading and environmental conditions according to the basic laws of mechanics governing

TIPO DE AERONAVE		BOEING 747	DC - 8	BOEING 707	COMET	BOEING 727	DC-9	DC-6	DC-4	DC-3
PESO MAXIMO AL DESPEGUE (TON)		352.9	162.4	152.5	73.5	78.5	52.2	48	33	12.2
DISTRIBUCION DE LA CARGA (TON)	NARIZ	22.9	8.0	10.7	3.2	6.3	2.9	2.1	1.6	0.6
	TREN PRINCIPAL	330.0	154.4	141.8	70.3	72.2	49.3	45.9	31.4	11.6
PRESION DE LAS LLANTAS kg/cm^2		13.01	13.7	12.7	11.8	11.8	9.1	7.45	5.5	3.5
AREA DE CONTACTO POR RUEDA (cm^2)		1585	1409	1396	745	1530	1354	1540	1427	1657
GEOMETRIA DEL TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL (cm.)	s	112	55	88	49	86	66	78	76	----
	st	147	140	142	114	----	----	----	----	----
	L	55	52	52	38	54	51	54	52	56
	w	33	31	31	22.5	32.5	30	33	31	34
CROQUIS										

22-A

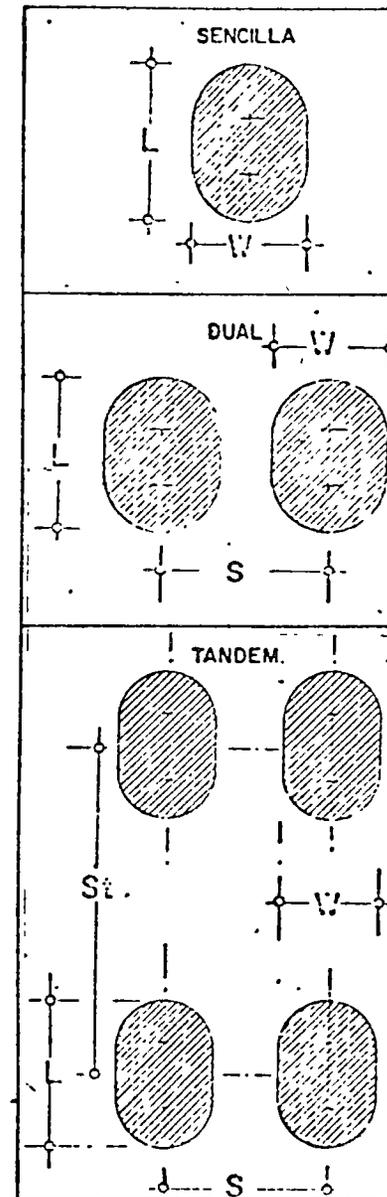
Fig. B CARACTERISTICAS DE AERONAVES PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS PARA AEROPISTAS

NOTA Los datos de pesos y tipos de vehículos se tomaron de la publicación "Diseño de pavimentos flexibles Comportamiento de las truenas experimentales. 3. Corra. UNAM, Ene. de 1970"



L	W	W _{VAC}	W _{CARGA}	PRESIÓN DE CARGA EN LAS LLANTAS kg/cm ²	ÁREA DE CONTACTO POR RUEDA (cm ²)	GEOMETRIA DE LAS HUELLAS (cm)			
						S	S'	L	W
1	0.9	1.0	2.1	2.1	238	—	—	21.2	12.7
2	0.9	1.0			238	—	—	21.2	12.7
3	—	—			—	—	—	—	—
Σ	1.8	2.0	—	—	952	—	—	—	—
1	1.2	1.6	3.2	3.2	250	—	—	21.8	13.1
2	1.2	3.3			517	24	—	22.1	13.3
3	—	—			—	—	—	—	—
Σ	2.4	4.9	—	—	1534	—	—	—	—
1	3.0	4.2	4.5	4.5	456	—	—	29.7	17.8
2	7.0	8.3	5.0	5.0	830	32.5	—	28.0	16.8
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Σ	10.0	12.5	—	—	2592	—	—	—	—
1	1.5	2.5	4.5	4.5	278	—	—	23.0	13.8
2	2.7	6.8	5.0	5.0	680	29.0	—	25.4	15.2
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Σ	4.2	9.3	—	—	1916	—	—	—	—
1	1.7	2.6	4.5	4.5	289	—	—	23.4	14.0
2	5.2	14.0	5.0	5.0	1400	32.5	130	25.7	15.4
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Σ	6.9	16.6	—	—	3378	—	—	—	—
1	2.5	3.0	4.5	4.5	333	—	—	25.1	15.1
2	3.6	8.0	5.0	5.0	800	32.5	—	27.5	16.5
3	3.0	7.8	5.0	5.0	780	32.5	—	27.2	16.4
Σ	9.1	18.8	—	—	3826	—	—	—	—
1	3.5	4.0	4.5	4.5	444	—	—	29.0	17.5
2	4.0	8.5	5.0	5.0	850	32.5	—	28.4	17.1
3	3.8	12.1	5.0	5.0	1210	32.5	130	24.0	14.4
Σ	11.3	24.6	—	—	5008	—	—	—	—
1	3.5	3.9	4.5	4.5	434	—	—	28.8	17.3
2	5.4	13.0	5.0	5.0	1300	32.5	130	24.8	14.9
3	5.0	13.0	5.0	5.0	1300	32.5	130	24.8	14.9
Σ	13.9	29.9	—	—	5068	—	—	—	—

Fig. 4 CARACTERÍSTICAS DE VEHICULOS CARRETEROS



CONFIGURACION DE RODADAS

motion and force. This fundamental approach has been accepted by the engineering profession for many centuries. Newton's second law of motion and Hooke's law of the linear spring concept of material have become the foundation of modern engineering analyses of vibration and elasticity. The principles are the same, but different details are developed for various boundary conditions. When the deterministic method is used, the internal-external physical relation is established for a particular element. However, the relationship between elements is complicated by the physical and geometrical parameters of the structural system. For that reason, engineers make simplified assumptions so that a theory can fit into the boundary conditions assumed. When the assumptions are valid, deterministic analysis is applicable. However, for a complicated structural system, particularly because of the random nature of its performance, it is not possible to make accurate assumptions to fit the simplified theory. Thus deterministic analysis has its limitations in solving practical problems. The development of the finite-element method in recent years may offer a means of solving practical problems by theory. However, the capacity of the computer remains the major drawback in handling large volumes of iterations, which is a costly and time-consuming process.

Experiment and Simulation

The application of deterministic analysis requires the experimental development of input parameters either in the laboratory or in the field. For a complicated pavement system, tests in the laboratory or in the field do not develop sufficient information for the total system. Consequently, an integrated system of model experiments and computer analysis is used; the process is known as *simulation*. The inputs and outputs are systematically recorded, and the results are objectively analyzed. As all experiments and simulations are limited in scope and observation, it is necessary to use the probabilistic concept to evaluate the reliability of inputs and outputs. This approach involves a three-stage development, from deterministic analysis to experiment and simulation supplemented by probabilistic model, and it has been used extensively for today's complicated engineering systems, such as aircraft, missiles, and response of dynamic forces. The limitation of such a systems approach is primarily determined by the scope of the experiments

and the reliability of the instrumentation. Actual data developed from one experiment may not be applicable to another structural system if its characteristics are significantly different from those of the test system. However, the systems approach in combining probabilistic model, deterministic theory, and simulation or experimental tests can result in the development of a much more reliable engineering system.

Observation

Even with the use of the three-stage engineering approach, there is still a possibility that the system may fail. For improving the ultimate reliability of a system, it is necessary to continue field observations during the construction of the pavement system. Any departure from the early experiment and design analysis may require adjustment of the system. Failure to maintain constant observation during the construction and subsequent service life will result in a pavement structure that does not attain its ultimate perfection for the anticipated functional performance. Further, this constant research and feedback will convert past mistakes into valuable experience for future pavement design and construction.

1.3. PURPOSES OF PAVEMENT CONSTRUCTION

The primary purpose of pavement construction is to provide a surface to accommodate the operation of a specified type of vehicle. There are three important functional requirements to be specified by the pavement users: (1) the vehicle will be operating within a defined speed range, (2) the roughness of the pavement surface will not generate a vehicle vibration above a tolerance level, and (3) the safe operation of the vehicle will not be compromised. In addition to these functional requirements, total cost and service life are also governing factors. An optimum design is one that balances the total cost, including capital investment and maintenance, against the performance of pavement construction.

Functional Surface

Translating the users' requirements into reality is actually the job of pavement engineers. Before the translation, however, it is important to study the users' response to and judgment of the performance of

pavement. When the pavement construction is completed, the first feedback will come from the pilot or the driver who uses the pavement. His primary concern will be with the safety, comfort, and well-being of his passengers while landing, taking off, or taxiing on the airport pavements. He will be concerned with a clean surface, having no possibility of dust or stones being ingested into his engine. He will also be concerned with visibility, braking traction, hydroplaning, navigation lights, direction signals, and stopping distance, as well as with the geometrical design of the runway-taxiway complex. Among these concerns the most difficult one for an engineer to contend with is the smoothness of a pavement. The engineer must translate the pilot's requirements into a description of physical parameters. The most common physical parameter which can be used to describe the pilot's reaction to aircraft vibration is the vertical acceleration of the aircraft. In dynamic analysis, this is called the *dynamic increment*, \overline{DI} , of the aircraft and is closely related to the fundamental frequency f of its spring system and the damping coefficient β of its shock-absorbing mechanism. For a moving aircraft, the dynamic response is also affected by the surface characteristics of the pavement, which can be expressed by its wave geometry, Δ and L ; by the progressive change of the pavement surface due to repeated and environmental loading conditions, N ; and by the crossing velocity v of the aircraft. For instance, if the aircraft is riding on a grooved surface (short-wave deviations), there is little dynamic increment in the aircraft but a high-frequency noise is registered. On the other hand, if a long-wave roughness is encountered on the pavement surface, slow-moving vehicles will simply ride on the wave surface without registering a noticeable dynamic impact but the response of a fast-moving vehicle may be very significant. In mathematical form, the functional performance of a pavement surface F and the pilot's requirements P can be expressed as

$$F(\Delta, L, N) = P(\overline{DI}, v, f, \beta) \quad (3)$$

The left side of the equation represents the geometric configuration of the pavement surface which contributes to the pavement's roughness. The right side represents the response of the pilot to the vibration of the aircraft. For a given aircraft operating at a specified speed, there is a definite relationship between the surface geometry

of the pavement and the dynamic response of the aircraft at their interface. The pilot's response depends largely on the structural characteristics of the aircraft as well as the human reaction to the vibration. Insofar as the pavement engineer is concerned, the interface vibration is more relevant to the problem of aircraft-and-pavement interaction. The surface geometry of a pavement referred to herein is the profile configuration in the direction of aircraft movement. If the pavement is to be designed for the operation of an aircraft not exceeding a specified level of dynamic response within a specified speed range, then the surface geometry of the pavement should fulfill the following equation:

$$F(\Delta, L, N) \leq k \quad (4)$$

where k is a function of $(\overline{DI}, v, f, \beta)$. When the surface geometry exceeds the k value, the aircraft will generate a vibration over and above the specified tolerance; the pavement surface is then said to experience a *functional failure*. As all pavement surfaces will ultimately reach this tolerance limit after extended use, functional failure is defined as the termination of service life when the vehicle vibration exceeds the designed tolerance.

Optimum Cost

The airport owner, on the other hand, is deeply concerned with the total cost of the pavement. His total costs include initial construction costs IC , maintenance costs MC , operational costs OC , and the cost of contingencies CC , which includes loss of revenue and unforeseen liabilities. He measures the operational surface by the total cost of pavement service and the length of service life. Thus the parameters in cost-benefit analysis become

$$F(N) = IC(N) + MC(N) + OC(N) + CC(N) \quad (5)$$

The minimum value of $F(N)$ represents the most efficient pavement system.

1.4. SYSTEMS APPROACH IN DESIGN ANALYSIS

In today's pavement design, the mechanical transfer of vehicle loadings to the pavement is the primary consideration in design

analysis. The method has worked well in some areas but failed in others. As the functional requirements of modern airports vary significantly, airport engineers have to develop a more realistic design system to translate the users' and the airport operator's requirements into a pavement structure which will result in cheaper construction as well as longer service life. In carrying out this task, the engineer must break the design analysis down into many subsystems.

Longitudinal Roughness

Under the functional concept of pavement surface, it becomes necessary to evaluate the longitudinal surface roughness Δ with respect to the number N of load repetitions. Factors in the progressive deformation of a longitudinal surface may be the following:

1. *Construction Tolerance:* The tolerance limit set in the specifications should reflect the construction practice and economic considerations of the project. The tolerance on surface deviation will result in an initial and permanent roughness of pavement performance.

2. *Nonuniform Behavior of Pavement Materials and Subgrade:* Variation of the physical properties of pavement construction is a major contributing factor in the nonuniform deformation of pavement surface.

3. *Nonuniform Distribution of Traffic:* As each load repetition creates a small amount of permanent deformation in pavement, the nonuniform distribution of traffic load will result in uneven cumulative damage of the pavement surface.

4. *Environment:* Since pavements are exposed to environmental forces, such as temperature, moisture, and ground settlement, nonuniform surface deformation is anticipated.

The longitudinal deviation due to construction variance should be a reflection of local construction practices. A tight construction tolerance will result in a high cost of construction. Where labor costs are high and mechanical equipment is extensively utilized, the effective method for controlling construction tolerance is the integration of design analysis with construction practice toward the full utilization of labor and equipment in achieving the best performance of the job. However, no matter how close the tolerance is, there is always an initial roughness on the pavement surface. In

pavement design and analysis, engineers deal with the deformations over and above the construction tolerance. The ultimate goal is that the combined surface roughness will not exceed the functional requirements.

As pavement construction involves massive quantities of materials, there are inherent variations in physical properties, strength characteristics, and time response to the operational loadings. The distribution of these inherent variations is complicated by the fact that the degree of variation in the horizontal direction is different from that in the vertical direction. All pavement materials are also nonlinear and nonelastic in their stress-strain relationship. Consequently, the deformation of a pavement surface consists of recoverable deflection, permanent deformation, and creeping with time. The progressive permanent deformation is a function of the load repetitions as well as the stress level in the pavement materials and subgrade. The recoverable deflection, on the other hand, is a function of the elastic properties of the material. A meaningful evaluation will include the relationship of the permanent deformation with the recoverable deflection as well as the stress level in the pavement structure. When the stress increases from one level to another, the rate of permanent deformation will increase. In order to control the permanent deformation, so that it does not exceed a defined limit Δ , it is necessary to relate the permanent deformation to the recoverable deflection and/or to the stress level.

Transverse Deformation

Along the longitudinal wheel path of a pavement, the magnitude of load is constant, and therefore, it is impossible to establish the deformation contour of the pavement. However, for the pavement sections normal to the traffic path (transverse direction), the load is applied only at the wheel path. The deflection basin of a pavement section, in a textbook style, is governed by the basic equilibrium of external load and internal stress-strain of the pavement system. As the deflection basin due to a moving load is a three-dimensional function, the permanent deformation could be measurable in both the longitudinal and transverse directions. The progressive increase of permanent deformation with increasing number of load repetitions is similar to the fatigue behavior of materials. A relation between load repetitions and transverse cumulative deformation D_N may exist,

such as

$$D_N = D_1 + D_0 \log N \quad (6)$$

where D_1 is the initial transverse permanent deformation and D_0 is the rate of increase of transverse permanent deformation per log cycle of load repetitions N . The parameters D_1 and D_0 represent the physical description of the transverse deformation of a pavement. The relation between longitudinal and transverse deformation is governed by the pavement material, construction practice, and operational condition, as well as by environmental factors. The random condition of pavement performance dictates the need of extensive field measurements and full-scale pavement tests to monitor the change in longitudinal deformation as well as transverse deformation at the same number of load repetitions. In defining the functional geometry of the pavement surface, the wavelength L has been used to establish the interaction of pavement and vehicle response. Therefore, the L value should be used as a scale in adjusting the observed data to establish a more meaningful correlation function. The transfer function between the longitudinal deformation $\Delta(N)$ and transverse deformation D_N can be established by multiregression analysis (see Fig. 1.2).

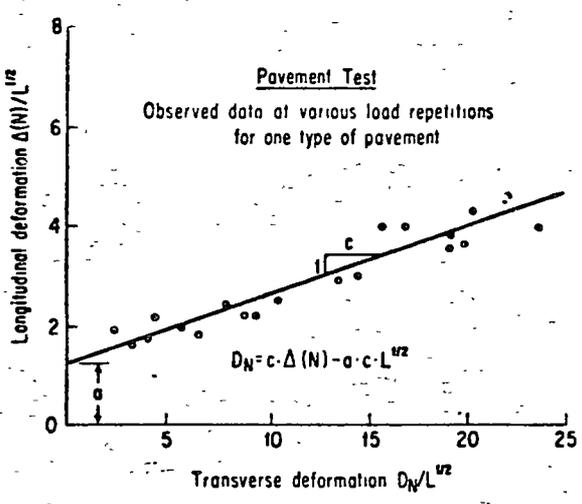


Fig. 1.2 Transfer function of surface deformation.

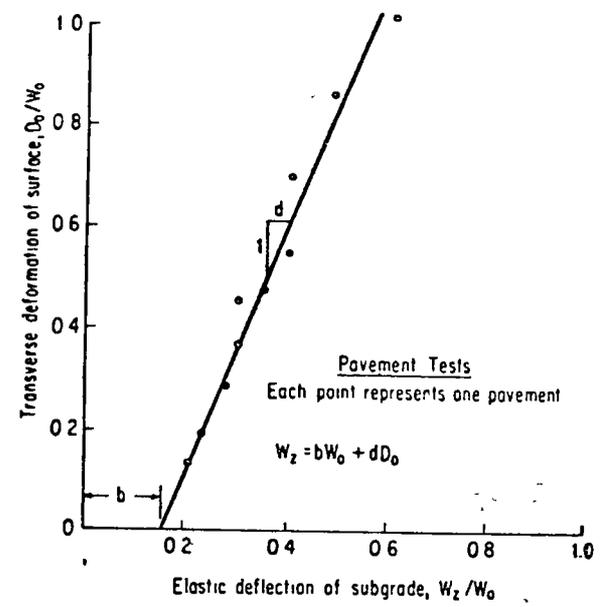


Fig. 1.3 Transfer function of elastic deflection.

Elastic Deformation

In order to utilize deterministic analysis, the permanent transverse deformation should be related to the elastic, or recoverable, deflection of a pavement. In this case, the elastic deflection W_z of a pavement is a function of pavement thickness z , rate of permanent deformation D_0 , and the physical properties of the pavement materials and subgrade, which can be represented by a simple parameter W_0 . In establishing the relationship between D_0 and W_z , the W_0 value can be used as a scale, and regression analysis involves only dimensionless parameters. As the permanent deformation of a pavement is predominantly governed by the random distribution and characteristics of the pavement materials and subgrade, the correlation between the parameters W_z/W_0 and D_0/W_0 can be obtained for only one type of pavement construction. By varying the thickness z of the pavement, a family of points can be developed and a regression function obtained. Similarly, a family of points can be used to establish the relationship between the stress level σ_z and the deformation parameters D_0/W_0 (see Fig. 1.3).

FDEZ L

26

Elastic Theories

With these three transfer functions--that is, (1) the vehicle response to longitudinal surface geometry, (2) the change of the longitudinal surface in relation to the transverse permanent deformation, and (3) the rate of progressive change of transverse permanent deformation in relation to the elastic deflection or stress level of a pavement--it becomes feasible to use elastic theory to predict the performance of a pavement.

There are three general elastic theories: half-space elastic mass, elastic layers, and viscoelastic analysis. Elastic mass, such as Boussinesq theory in a simple algebraic formulation, requires only the determination of elastic modulus and Poisson's ratio of the subgrade. For a given tire pressure and footprint area, the deflection at depth z can be easily computed. Many studies have indicated that for a pavement thickness z , the surface deformation of that pavement can be reasonably expressed by the W_z value determined by Boussinesq theories. The pavement is assumed to be incompressible and yet as flexible in distributing the load as the subgrade. The layered method can yield more refined data on the stress distribution, the deflection basin, and the boundary conditions of the pavement layers if the inputs are correct. For analyzing an n -layer system, the inputs are n times more than for the Boussinesq method. If the reliability of these inputs is in question (as it often is), the outputs of the layered method may also be in question. The third method involves the determination of the time-dependent properties of the pavement materials. As subgrade always inherits a wide variation, achieving reliability in determining the physical parameters of a time-dependent function is a challenge to the engineering practice.

Both the second and the third methods require long computations and a large amount of testing work. Although several computer programs are available to minimize the engineer's work, the basic drawback still remains in the determination of appropriate input parameters. If the Boussinesq method is used in the computation of subgrade modulus as well as in the evaluation of pavement deflection, the error in the system analysis can be greatly reduced.

Optimization

The system of pavement design does not terminate at the application of elastic theories. At the end of each trial computation, engineers must consider the reliability of functional performance and the total cost of pavement construction as integral parts of pavement analysis. The optimum design is obtained by successive iteration. The functional performance of a pavement $F(p)$ must satisfy the following relationship:

$$F(p) = PS(p) + PSB(p) + PB(p) + PT(p) + PE(p) \quad (7)$$

where PS = performance of subgrade

PSB = performance of subbase

PB = performance of base

PT = performance of top course

PE = performance due to environmental conditions

The components of the pavement system must be designed to have an identical reliability, that is, the same degree of performance. This is one of the basic considerations in using the systems approach for pavement design. If any one of the subsystems were to be designed for either a lower or a higher degree of reliability, the system would not be efficient and the cost of construction would not be balanced. Just as no chain is stronger than its weakest link, more reliable physical properties in one subsystem do not increase the performance of the whole system. The same concept should be used in evaluating construction costs. The total construction cost TC is developed as follows:

$$TC(p) = IC(p) + MC(p) + OC(p) + CC(p) \quad (8)$$

where IC = initial cost

MC = maintenance costs

OC = operational costs

CC = contingency costs

All these cost elements should be allocated on the same probability level. With the functional performance defined and construction costs evaluated, a balanced design is possible.

1.5. ENGINEERING CONSIDERATIONS IN SELECTING MATERIALS

Variations

In analyzing the reliability of a pavement structure, the system can be broken down into component subsystems. Determination of reliability of the whole system depends on the evaluation of each individual subsystem, as shown in Fig. 1.4. If each subsystem contributes equally and harmoniously to the total system, the coefficient of variation of the system can be given by

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \dots}{N - 1}} \quad (9)$$

where σ_1 , σ_2 , etc., represent the coefficients of variation of each subsystem and N is the number of subsystems. However, in pavement construction, each subsystem may have different weights of contribution to the total system. For instance, the contribution of the subgrade is entirely different from the contribution of the top course of the pavement. A more representative coefficient of

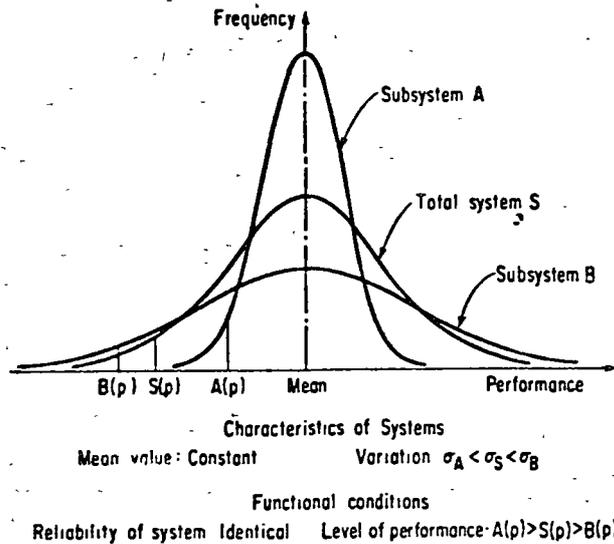


Fig. 1.4 Probability and level of systems performance.

variation for the total system is written as

$$\sigma_s = \sqrt{C_1\sigma_1^2 + C_2\sigma_2^2 + \dots} \quad (10)$$

and

$$C_1 + C_2 + \dots = 1$$

where C_1 , C_2 , etc., are the weighted factors for the contribution of each subsystem. It should be noted that a subsystem which has a higher contributing factor and/or a higher coefficient of variation will also have a significant effect on the coefficient of variation of the total system. For normal pavement construction, the coefficients of variation are as follows:

Supporting capacity of subgrade	0.20-0.35
Supporting capacity of fill compaction	0.15-0.30
Compressive strength of concrete pavement	0.08-0.15
Stability strength of asphalt-concrete top course	0.10-0.15
Supporting capacity of base courses	0.12-0.25
Tensile strength of reinforcing steel	0.05-0.08

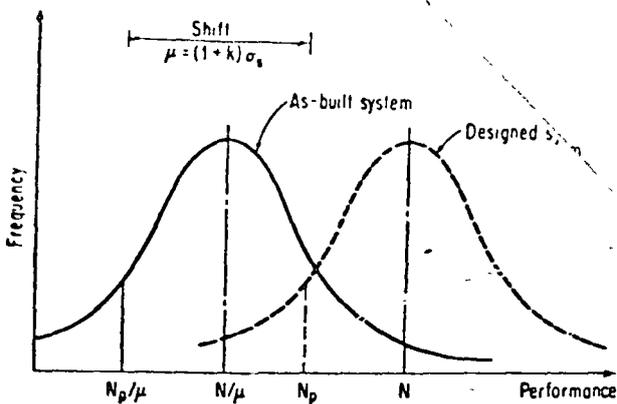
The variation of subgrade will have a significant effect on the performance of a total pavement system.

Effect of Construction

In Fig. 1.5, the solid-line curve represents the probability distribution of an as-built system with a shift of anticipated performance from its designed level. The shift of confidence level of the as-built system is governed by

$$\mu = (1 + k)\sigma_s \quad (11)$$

where the k value, determined by the normal distribution of random events, indicates the degree of reliability of the as-built system. For instance, if the μ value is equal to 1.0, the reliability of the as-built system is 100 percent as designed. Similarly, if μ is 1.2, 1.5, and 2.0, the corresponding reliability is 93, 87, and 80 percent respectively. If the designed reliability is to be maintained, the service performance of the as-built system should be modified by an identical shift.



Variation of both systems - Constant
Shift of mean value = shift of confidence level

Fig. 1.5 Confidence level of as-built systems.

Cost-Benefit

The relative reliability of two piles of materials depends largely on the standard deviation of each material if their mean values are identical. For a specified level of confidence, the allowable working stress is equal to the mean value minus a multiple of standard deviations. For a material having a wider distribution, the working stress can be greatly reduced if the reliability is maintained. This demonstrates that a material of greater variation will be less efficient in its utilization. However, material of a large variation usually costs less in pavement construction. The balance of efficient utilization of material and economy in construction cost is a basic engineering consideration in deciding the use of pavement material. For normal pavement construction, the unit costs of pavement materials are likely to be in the following ranges:

Excavation and compaction of subgrade	\$0.20-1.50/cu yd
Fill and fill compaction	\$0.50-2.00/cu yd
Plain concrete pavement, finished	\$0.60-1.00/(in.)(sq yd)
Asphalt-concrete top course, finished	\$0.50-0.80/(in.)(sq yd)
Aggregate-base course	\$0.20-0.40/(in.)(sq yd)
Stabilized base (local material)	\$0.15-0.35/(in.)(sq yd)
Reinforcing steel for concrete pavement	\$0.15-0.25/lb

It can be seen that the compaction of subgrade and fill is the most economical element in the cost-performance analysis of a pavement system. The selection of stabilized base is also an important consideration in achieving a cheaper and better pavement.

Structural Performance

The nonlinear load-deformation characteristics of the pavement materials and subgrade are closely related to the nonuniform physical distribution of these materials. The pavement materials usually deform much less than the subgrade at an identical stress level but recover a large portion of its deformation when the load is removed. Because of the repetition of vehicle loads, the accumulated deformation in the subgrade becomes a significant factor in shaping the deformation of pavement surface. The physical characteristics of pavement materials should, therefore, be designed to be compatible with the physical performance of the subgrade. For instance, a base material should be developed to be placed between the concrete slab and the supporting subgrade in order to integrate the performance of two radically different materials. In today's pavement design practice, the selection of pavement materials is limited to concrete, asphalt, and aggregate. Pavement engineers have no opportunity to evaluate the interaction of the pavement structure and its subgrade. The ultimate performance of the pavement structure is, therefore, undetermined.

Stress Analysis

The first step in designing the pavement materials is to determine the bending stress in the pavement layers and then to relate it to such basic characteristics as stress-strain, endurance, durability, ductility, and volumetric change of the material. In performing the stress analysis, the first step is to determine the bending moment in the pavement layers, which is the second derivative of the deflection configuration. The bending stress is then equal to the bending moment divided by the section modulus of the pavement layer. The classic method of solving the bending stress in an elastic plate supported by an elastic foundation was given by Westergaard in the late 1920s. The subgrade is assumed to be a heavy liquid; i.e., subgrade reaction is a linear function of the deformation. For a given subgrade reaction, the relationship between the thickness of a layer

and its bending stress can be established. This method has been used for many years in determining the thickness of concrete pavement of a given flexural strength on an assumed subgrade reaction. The fallacy of this approach lies in the thickness determination, which does not reflect the equilibrium condition of the subgrade support. If the thickness of pavement is derived from the elastic theories mentioned in Sec. 1.4, the plate theory can be reasonably used in estimating the physical strength required for each pavement component. By considering the interaction of pavement and subgrade, a new material concept would be evolved for future pavement construction.

Environmental Factors

All airport pavements are exposed to the natural environment, which can destroy pavements even without the application of loads. The strength of material, as determined by stress analysis, is only one of many governing factors in selecting the pavement material. In good engineering practice, an ideal pavement material is (1) able to resist moisture-temperature changes, (2) less sensitive to volumetric change caused by load applications and temperature variation, and (3) ductile, to endure a large deformation. No pavement materials in use today will meet all these requirements. Portland-cement concrete is rigid, having a high modulus of elasticity, and, therefore, possesses undesirable features such as brittleness and high-temperature stress. On the other hand, the lower modulus of elasticity of asphaltic concrete contributes a reduced stability and progressive creeping at elevated temperatures. The limitations imposed by material properties should be reflected in the pavement design but should not govern the design.

For the environmental moisture condition, the moisture may be surface runoff, groundwater, or both. It is important to design a pavement system with an adequate surface drainage as well as proper subsurface drainage. This implies the selection of a well-drained subgrade and the installation of subdrains, thus minimizing capillary water movement and lowering the water table. The material used in the top course of the pavement system should, therefore, be tight enough to prevent the free flow of water but should permit the movement of water vapor. The material for the base courses should

be less sensitive to capillary water and should possess a high degree of freeze-thaw resistance.

All pavement materials expand and shrink with fluctuations of temperature. Consequently, all pavements develop cracks in the winter and expand during the summer months. In selecting the pavement material, it is necessary to consider its coefficient of thermal expansion and heat conductivity and their effect on the volumetric change as well as the stress level in the pavement. In designing the pavement system, control joints should be provided to supplement the deficiency in material properties.

In recent years, many modern airports and highways have been located on soft ground, and the general subsidence of the areas has become a pronounced feature of the projects. Pavement systems are subject to long-term deformations; thus the rigidity of a pavement material may become a liability in evaluating the performance of the pavement. The ductility of a material must be considered in formulating the ultimate bending resistance of the pavement. A less rigid material may be more effective in withstanding deformation and also more economical in the construction of the base courses of the pavement system.

There are several other environmental factors governing the selection of pavement materials, such as resistance against oil and chemical corrosions, frictional resistance at wheel braking and turning, and light reflection in aiding visual landing and night driving. An optimum pavement material will not be perfect in all aspects discussed above but will be the best compromise among all requirements.

SUMMARY

The purpose of pavement construction is to provide a functional surface for the safe operation of a type of vehicle at a defined range of speed during the anticipated service life of the pavement. The functional requirements are defined by the users, who—directly or indirectly—assume the full responsibility of paying for the construction. Without an appropriate cost-benefit study, no functional criteria will be reliable.

The role of pavement engineers is primarily that of translating the users' requirements into reality. The first major transfer relates to the

interaction of vehicle response and pavement surface. The vehicle response represents the user's specification, and the pavement surface reflects the performance of an end product. The second series of transfer functions is entirely within the domain of the engineering process. The functional surface is characterized by a series of random-wave representations of longitudinal roughness, which is governed by construction tolerance, nonuniform behavior of subgrade, pavement material, and traffic distribution, as well as by environmental factors. Based on the known performance record and test results, the longitudinal roughness can be translated into transverse deformation and, then, the elastic deflection of pavement structure. It becomes feasible to use elastic theories to predict the performance of a pavement.

In the selection of optimum pavement materials, the variation of pavement components, the effect of construction, and environmental factors inherent in the total system must be thoroughly studied. Among all components, the subgrade has the most decisive effect on the performance and the construction cost of a total pavement system. The selection of a stabilized base may offer a possibility for achieving a cheaper and better pavement.

CHAPTER TWO

Development of Design Methods

An achievement surpassing all that has hitherto been accomplished by philosophers, is the creation of a school of men with scientific training and philosophical interests, unhampered by the traditions of the past and not misled by the literary methods of those who copy the ancients in all except their ments.

BERTRAND RUSSELL

The scientific approach to an engineering problem involves, first, reviewing past works relating to the whole or part of the problem. By copying or modifying the appropriate portions of these past works, a new program may be efficiently developed and the repetition of past mistakes prevented. In pavement design, there are probably more than 20 methods which have been developed by various professional groups based on their years of experience in design and construction. The methods vary from chart readings to sophisticated computer analysis. Because of this great diversity, it may be said that pavement design is more like an art than a science.

Pavement types and wheel loads

The design of airport and highway pavements involves a study of soils and paving materials, their behavior under load, and the design of a pavement to carry that load under all climatic conditions. All pavements derive their ultimate support from the underlying subgrade; therefore, a knowledge of basic soil mechanics is essential.

In the early stages of development, design consisted of rule of thumb procedures based on past experiences. During the period 1920 to 1940, engineers made a concerted effort to evaluate the structural properties of soil, principally for foundations for buildings and bridges. During this time a vast amount of basic data was accumulated which enabled the engineer to design foundations on a rational basis. At that time, soil mechanics as applied to pavements dealt primarily with classification of soils, which in itself was a big step, however inadequate. Highway engineers were aware that performance of pavements was dependent to a large extent upon the types of soils over which the highway was constructed. As a result, correlations of pavement performance with subgrade types were established. In general, the studies showed that highways constructed over plastic soils showed higher degrees of distress than

these constructed over granular deposits. Frost action and adverse drainage conditions were recognized early as two of the primary causes of pavement failure.

Nevertheless, many highway departments utilized standard cross-sections for most highways. This meant that a road, even though it crossed several soil types, was constructed using a constant thickness. The practice was often justified on the basis of economics.

With the advent of the second world war, gear loads imposed by heavy military aircraft necessitated a more rational approach. Also, at about the same time, truck traffic increased immeasurably with the result that severe breakup was common.

Perhaps the greatest impetus to setting up design procedures was given by the Corps of Engineers. Faced with the problem of designing pavements for high gear loads of airplanes, they initiated studies into various design principles. Many state highway departments followed suit with the result that at the present time several different procedures are in use.

It is the purpose of this book to summarize the basic fundamentals involved in the design of pavements and to set forth the techniques which will enable an engineer to design a pavement to fit a variety of situations.

DEFINITION OF PAVEMENT TYPES

For purposes of this book, pavements will be divided into two categories (Figure 1.1). The first, the flexible pavement, consists of a relatively thin wearing surface built over a base course and subbase course, and they rest upon the compacted subgrade. In contrast, rigid pavements are made up of Portland cement concrete and may or may not have a base course between the pavement and the subgrade. The thickness of the flexible pavement is meant to include all components of the pavement above the compacted subgrade. Thus, the subbase, base, and wearing surface are the structural components of the pavement. In the case of the rigid pavement, the concrete, exclusive of the base, is referred to as the pavement. In some cases, Portland cement concrete is used as a base course for a flexible-type wearing surface.

The essential difference between the two types of pavements, flexible and rigid, is the manner in which they distribute the load over the subgrade. The rigid pavement, because of its rigidity and high modulus of elasticity, tends to distribute the load over a relatively wide area of soil; thus, a major portion of the structural capacity is

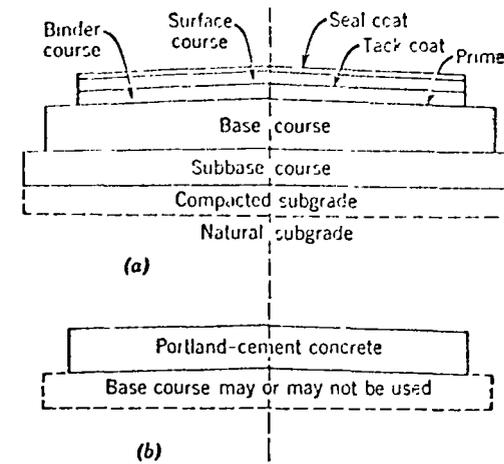


Figure 1.1. Components of (a) flexible and (b) rigid pavements. Base courses under rigid pavements are often called subbase courses.

supplied by the slab itself. The major factor considered in the design of rigid pavements is the structural strength of the concrete. For this reason, minor variations in subgrade strength have little influence upon the structural capacity of the pavement.

Base courses are used under rigid pavements for various reasons, including (1) control of pumping, (2) control of frost action, (3) drainage, (4) control of shrink and swell of subgrade, and (5) expedition of construction. The base course will lend some structural capacity to the pavement; however, its contribution to the total load-carrying capacity is relatively minor.

The load-carrying capacity of flexible pavements is brought about by the load-distributing characteristics of the layered system. Flexible pavements consist of a series of layers, with the highest quality materials at or near the surface. Hence, the strength of a flexible pavement is a result of building up thick layers and thereby distributing the load over the subgrade, rather than by the bending action of a slab. The thickness design of the pavement is influenced by the strength of the subgrade.

Subbase courses for flexible pavements are generally made up of cheap, locally available materials, whereas the base courses are higher quality processed materials. In most cases the base course consists of crushed stone and, in some instances, may contain asphalt.

As noted in Figure 1.1, base courses are constructed some distance beyond the edge of the wearing surface. This is done to make cer-

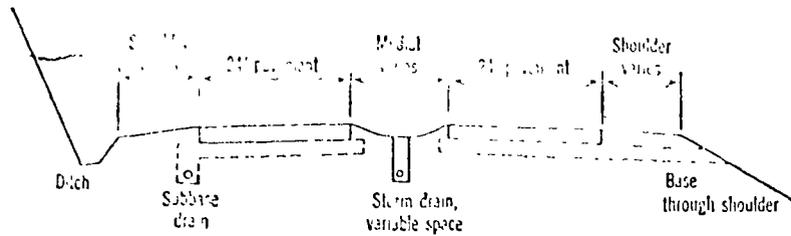


Figure 1.2. Typical cross section of a highway. Pavement slope $\frac{1}{4}$ inch to $\frac{1}{2}$ inch per foot. Shoulder slope $\frac{1}{4}$ inch to $1\frac{1}{2}$ inches per foot. Cut and fill slope variable.

tain that loads applied at the edge of the pavement will be supported by the underlying layers. If the layers are built with an abrupt face, loads applied at the surface are likely to cause failure due to the lack of support at the pavement edge. The base courses are generally extended about 1 foot beyond the edge of the pavement, although in special situations they may be extended for greater distances.

Roadway and Airport Cross Section. Figures 1.2 and 1.3 show typical cross sections of a highway and of a runway and taxiway. The standard width of highways which carry large volumes of traffic (i.e., high-type highways) is generally 24 feet, although for highways which carry lesser amounts of traffic the width may be somewhat less. The shoulders adjacent to the traffic lane again are of variable width, generally about 10 feet.

Base courses and subbase courses under highway pavements may be constructed using one of several techniques. If the material is pervious, it may extend through the shoulder to permit drainage at the point it intersects the side slope. In some cases, particularly in cuts, subbase drains will be used. Many highways are built utilizing

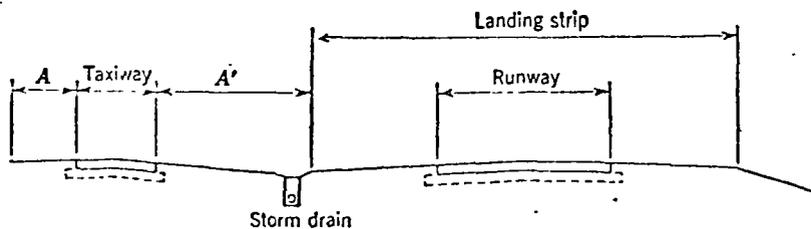


Figure 1.3. Typical runway and taxiway cross section. Widths are variable depending on the type of airport. Distances A and A' are determined by clearance standards.

trench construction (see Figure 1.1). In this type of construction drainage is not attempted. Performance surveys have shown that many miles of the pavements have functioned satisfactorily, as long as proper attention is given to the gradation and the compaction of the base-course and subbase-course materials. These factors will be discussed in great detail in subsequent chapters.

In contrast to highways, airfield runways are constructed in widths up to 500 feet. The widths of civilian airfields are variable, ranging between 50 and 200 feet, depending upon the type of airfield. Greater widths are used on some military airfields to accommodate heavy bombers. Runways are nearly always crowned, whereas highway pavements may or may not be crowned. In some cases it is more economical to build highway pavements tilted downward toward the outside lane with no crown. This type of construction, however, is not justified on major airfields, because of the long distance the water must travel to drain from one edge of the pavement to the other.

Taxiway widths are variable, ranging between 20 and 100 feet, depending upon the class of airport. It is seen in Figure 1.3 that a landing strip is indicated on either side of the runway. The landing strip is not a paved area but is merely a stabilized, graded slope which can be used in case of emergency. Landing strip widths will generally be about 500 feet.

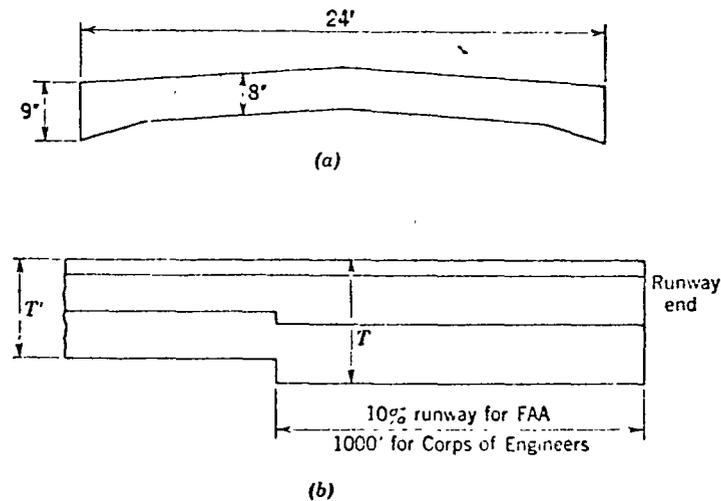


Figure 1.4. Thickened pavements for high load concentration. (a) Transverse section of 9-8-9 inch highway pavement, (b) longitudinal section of runway end (normal traffic, no channelization).

Many airfields have been built with surface drainage similar to that indicated for highways. However, to be effective, the drains must be spaced at closer intervals.

Thickened Pavement Sections. Pavements with thickened edges are used in some situations to accommodate high stresses that exist at the pavement edge. The pavement sections are designated, for example, as 9-8-9 inch, 9-7-9 inch, 9-6-9 inch, etc. (Figure 1.1). Thickened-edge pavements are more costly than uniform pavements, because of the grading operations that are required at the thickened edge. In addition, the use of the thickened-edge highway pavements was popular at the time when pavement widths were in the neighborhood of 18 to 20 feet and traffic traveled very close to the pavement edge. On wider pavements, however, traffic concentration is between 3 and 4 feet from the pavement edge, alleviating the necessity for using a thickened edge.

Taxiways and runway ends should always be constructed using a heavier section than the central portion of the runway because of high concentration of traffic (Figure 1.5). Touchdown at the end of the runway is not critical because the airplane is partially airborne. The

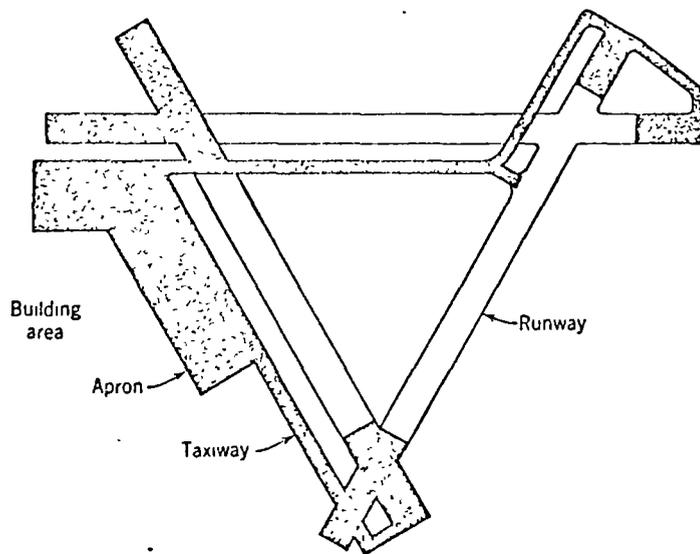


Figure 1.5. Triangular runway system showing location of strengthened pavements. (See also Figure 1.13 for channelized traffic design.) Runway ends (10 per cent of length not to exceed 500 feet), taxiways and aprons designed for greater thickness than interior of runways.

distance from the end of the runway for which a thickened section is used ranges between 10 per cent of the total runway length, recommended by the Federal Aviation Agency*, and 1000 feet, recommended by the Corps of Engineers.

HIGHWAY AND AIRPORT PAVEMENTS COMPARED

The performance of highway pavements and the performance of airport pavements are for the most part different. Rigid highway pavements which carry high volumes of heavy traffic nearly always result in pumping distress if built directly on clay subgrades. On the other hand, many airfield pavements built directly over plastic soils have shown little or no pumping. Flexible highway pavements show serious distress at pavement edges, whereas airfield pavements do not. The chief factors which must be considered in the design of highway and airfield pavements are the same; however, differences exist regarding the quantitative values assigned to each factor. The total weight of an airplane is usually greater than that of a truck, but the number of repetition of loads is much greater on highways than on airports. The design load for a major highway is ordinarily in the vicinity of 9000 pounds on dual tires, and the expected repetition may be as much as 1000 to 2000 trucks per day. In contrast, a heavy bomber may have wheel loads in excess of 100,000 pounds, but only 20,000 to 40,000 coverages† may be considered for the life of the pavement.

Tire pressures on jet aircraft may be as high as 200 psi (pounds per square inch), whereas, for conventional truck tires, pressures are in the vicinity of 60 to 90 psi. Lateral placement of traffic on highways is such that nearly all truck traffic travels within 3 to 4 feet of the pavement edge. In contrast, traffic on an airfield is such that the distribution of traffic is concentrated primarily in the center. As a general rule, the traffic on a runway is distributed over about 30 feet of the pavement.

Bicycle-type landing gears and in particular steerable-type gears have resulted in channelized conditions on airfield taxiways. Results of recent studies have shown that 75 per cent of this type of traffic will occur on about 7.5 feet of pavement.

* The Federal Aviation Agency is the new designation for the old Civil Aeronautics Administration.

† One coverage results when each point on the traffic area of the pavement has been traversed one time by a wheel.

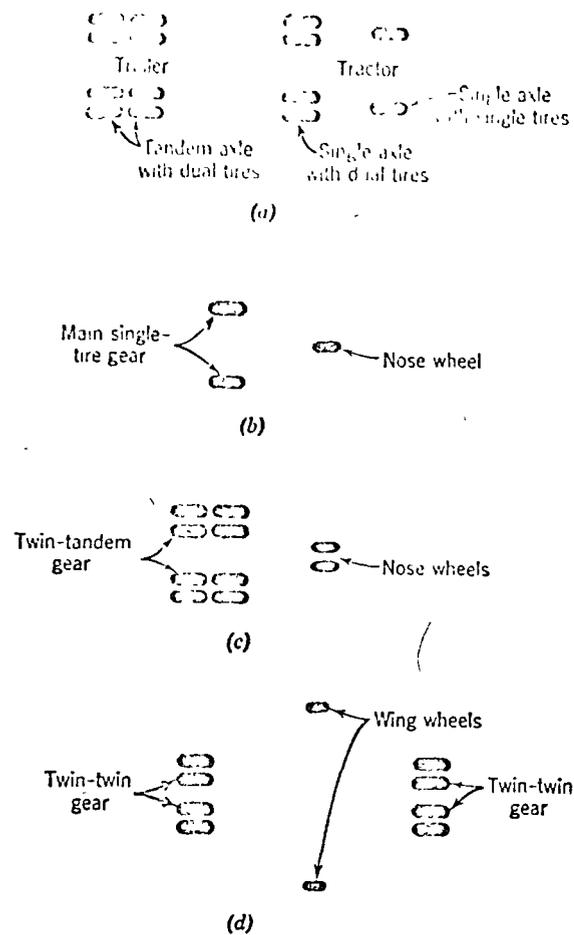


Figure 1.6. Plan view of several basic types of wheel configuration. (a) Single trailer-truck unit, (b) tricycle landing gear with single tires, (c) twin-tandem landing gear, (d) twin-twin bicycle gear. [Note: Not to scale.]

The geometry of the pavement is extremely important. The most severe distress to an airfield pavement occurs where traffic follows a designated line along the aprons and taxiways and at runway ends. Little distress is generally found on the aprons or in the center portion of the runways.

From the above discussion, it is seen that the major differences between highway and airfield pavements are repetition of load, distribution of traffic, and geometry of the pavement. In turn, each of these is affected by pavement width and type of aircraft.

For a given wheel load and a given tire pressure, highway pavements are thicker than airfield pavements, because repetition of load on a highway is much higher and also because the loads are applied closer to the pavement edge. This does not mean to imply, however, that airfield pavements are generally thinner than highway pavements; gross loads on airfields are much higher with the result that in actual practice these pavements are thicker.

WHEEL LOADS

Types of airplane- and truck-wheel arrangements can be divided into several basic categories, including (1) single and dual wheels, (2) single and tandem axles, and (3) tail wheel, tricycle, and bicycle landing gears. Truck and airplane wheels may be arranged in several combinations of these listed above.

For highways the legal axle load in most states ranges between 18,000 and 20,000 pounds, which implies that a load on one set of dual tires will be one-half the axle load. Thus, if greater loads are required, it is common to add a tandem axle.

Large modern-day aircraft utilize either bicycle or tricycle landing gears. In the case of tricycle landing gears, the main gear load can be of single, dual, or dual-tandem type (Figure 1.6). Bicycle landing gears may be utilized for heavy jet aircraft as shown in Figure 1.6d. Figure 1.7 illustrates the twin-twin bicycle type of gear which

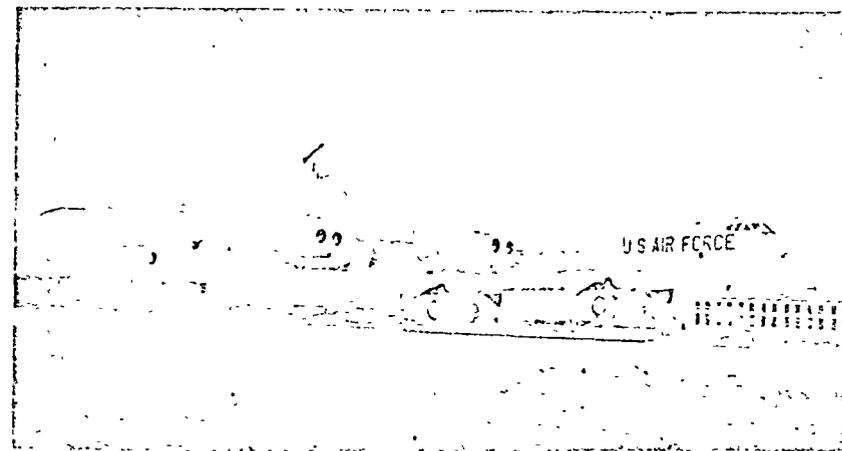


Figure 1.7. B-52 bomber showing twin-twin landing gear. Courtesy Boeing Aircraft Company.

TABLE 1.1. BASIC AIRCRAFT DATA*

Type of Plane	Wing Span	Length	Tread	Wheel Base	Type Gear	Gear Load (lb)	Tire Pressure (psi)	Contact Area (sq. in.)
DC 3	95'	64' 6"	18' 6"	37' 9"	Single	11,800	15	235
Martin 404	93' 3"	74' 7"	25'	22' 4"	Dual 23 $\frac{3}{4}$ "	21,000	62	170
Convair 340	105' 8"	79' 2"	25'	26' 2"	Dual 24 $\frac{3}{8}$ "	21,306	69	152
DC 7	117' 6"	108' 11"	24' 8"	36' 2"	Dual 30 $\frac{3}{4}$ "	58,100	123	211
Super Constellation	123'	113' 6"	28'	43' 7"	Dual 28"	62,000	120	245
F-86 E	37' 2"	37' 6"	8' 4"	14'	Single	7,873	136	55.5
C-124-A	173' 3"	127' 1"	34' 2"	29' 9"	Dual 44"	90,750	78	58.5
B-47-B	116'	106' 10"	36' 2"	36' 2"	Dual 37"	95,800	189	267
B-36-D	230'	162'	46'	64'	Dual 31 $\frac{1}{4}$ "	178,000	176	267
B-52	185'	156'		49' 9"	Tandem 61 $\frac{1}{4}$ "	240,000	260	
Boeing 707 Jet Transport (220)	130' 10"	144' 6"			Twin-tandem	122,500		

* From Aircraft Manufacture and Portland Cement Association.

retracts into the fuselage. Two small outrigger wheels are utilized near the ends of the wings for ground stability.

Data contained in Table 1.1 indicate that gear loads will range between about 8000 pounds and up to as high as 200,000 pounds. The values in the table refer to the load on one set of wheels.

In the design of airfield pavements, the design gear load will be that of the heaviest plane which will utilize the field. However, for

TABLE 1.2. AIRPORT DESIGN STANDARDS*

Air Carrier Service†	Runway		Taxiway Width (ft)	Landing Strip Width (ft)	Maximum Grades Eff.‡			Equivalent Single Wheel (1000 lb)
	Length (ft)	Width (ft)			Long (%)	Trans. (%)		
Secondary	1600 to 3000	75	40	250	1 $\frac{1}{2}$	2	2	
Local	4200	100	50	400	1	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{2}$	30
Trunk	6000	150	75	500	1	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{2}$	60
Continental	7500	150	75	500	1	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{2}$	75
Intercontinental	10500	150	75	500	1	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{2}$	100

* Courtesy Federal Aviation Agency.

† Air carrier service is defined as follows:

Secondary—Small private airports.

Local—Airports to serve local service routes with hauls normally not exceeding 500 miles.

Trunk—Airports to serve routes with intermediate hauls normally not exceeding 1000 miles.

Continental—Airports serving long nonstop flights up to 2000 miles.

Intercontinental—Airports to serve the longest range non-stop flights in the transcontinental, transoceanic, and intercontinental categories.

‡ Effective gradient is obtained by dividing the maximum difference in runway center-line elevation by the total length of the runway.

military airfields, some modification of this is permitted when light-traffic activity is anticipated. Civilian airfields are designed according to the Federal Aviation Agency classification system. The airport is first classified according to its anticipated traffic, which in turn dictates the length of the runways, width of the runways, taxiways and landing strips, as well as the maximum grades that are permitted. The design wheel load is the single wheel indicated in the last column in Table 1.2.

Allowable axle and wheel loads for highways vary from state to state as indicated in Table 1.3. The majority of the states permit single-axle loads of 18,000 pounds and maximum tandem-axle loads

TABLE 1.3. TRUCK AXLE SPACING AND WEIGHT LIMITS†

State	Min. Axle Spacing (ft.)	Type of Tires	Per Axle (lb.)	Tandem Axles 4 feet apart (1000 lb.)	Formula Gross Weight	Minimum Tandem Axle Spacing				Formula Gross Weight	
						6' Tire Width	6' Tire Width	6' Tire Width	4 feet apart (1000 lb.)		
Ala.	40	NS	18	36	500(L + 40)	Mont	40	NS	18	32	550(L + 40)
Ark.	40	NS	18	32		Neb.	40	NR	18	32	
Calif.	NS	NS-P	18	32		Nev.	42	600	18	32	
Colo.	40	NR	18-1	36		N.H.	NS	600	22-4	36 _a	
Conn.	NS	NS-P	16-J	36		N.J.	40	NS	22-1h	32	
Del.	48	700	20	36		N.M.	40	600	21-6	31-3	
D.C.	40	NS	22	38		N.Y.	46	500-P	22-4	36	
Fla.	40	550	20	40		N.C.	48	510-S	19-1n	36 _n	
Ga.	40	NR	18-1	40-6n		N.D.	40	550	17-Jn	30	
Id.	NS	500	18	32		Ohio	NS	670	19	21p	
Ill.	40	500	18	32	Okl.	40	650	18	32		
Iowa	40	NR	18	32	Ore.	40	550	18	32		
Kan.	40	NR	18-1	32	Pa.	36	500	22-4	36		
Kent.	42	600	18	36	R.I.	40	500	22-4	NS		
La.	40	450	18-1	32	S.C.	40	NR	16-J	32		
Me.	48	600	22-G	32	S.D.	40	600	18-1	32		
Md.	NS	NS	22-4	40	Tenn.	40	NS	18	32		
Mass.	NS	500	22-4	36	Tex.	40	650-I	18-1	32		
Mich.	42	700	18-P	26p	Utah	40	600-J	16-J	32		
Minn.	40	NR	18-P	32	Vt.	40	NS	13-5-S	33		
Miss.	40		10-3-S	32	Va.	40	650	18	32		
Mo.	40		18-I	28-6p	Wash.	42	500	18	32		
	40	600	16-J	32	W.Va.	40	NR	18	32		
					Wis.	40	500	18-C	32		
					Wyo.	40	NS	12-D	32		

- L Distance between extreme wheels
 - NR No restriction
 - NS Not specified
 - P Pneumatic tires
 - S Solid tires
 - I Permissible on balloon tires
 - J Permissible on other than balloon tires
 - n Including tolerance
 - G Axles less than 10 feet apart limited to 16,000 pounds per axle
 - p Much 32,000 pounds on one set of tandem axles in a combination on state highways, Mass. 32,000 pounds on designated highways, Ohio 31,500 pounds on axles spaced over 4 feet but less than 8 feet apart
 - a Vehicles registered after March 1, 1950
 - C Permissible on "Class A" highways
 - D Permissible on "Class B" highways
 - 1 Except on three axle single units
- * For axles of less than 18 feet space, use factor of 750 for greater spacing.
 † From National Highway Users Conference (1953).

of 32,000 pounds. Tandem spacings range between 40 inches and 48 inches. Tire pressures are controlled generally by allowable load per inch of width of tire. Gross weights are quite variable from state to state and may be calculated utilizing a formula as indicated in the extreme right-hand column of Table 1.3.

DESIGN FACTORS

Pavement design consists of two broad categories--design of the paving mixture and structural design of the pavement components. Principles involved in the design of Portland cement concrete are not discussed since they are presented in many other texts and are well known by civil engineers. A later chapter of this book, however, is devoted to a brief discussion of the design of bituminous mixtures. The major portion of this book will deal with the structural design of the pavement, including design of the subgrade and base course and thickness design of the entire pavement.

The structural design of pavements is basically different from the structural design of bridges and buildings, in that at the present time no rational method of design is available. Most methods of design are either empirical or semiempirical in nature and are based upon correlations with field performance. As a result, it is necessary to make arbitrary assumptions regarding design test data. For example, when designing flexible pavements by the California Bearing Ratio (CBR) method, samples of soil are compacted in a standard manner and then permitted to soak in water for a period of four days. The soaking period is intended to simulate subgrade saturation due to high water table and precipitation, and thus the design test is made when the soil is in its weakest condition.

The strength of soil is affected by many factors, including (1) density, (2) moisture content, (3) soil texture, (4) structure, (5) rate of load application, and (6) degree of confinement. Laboratory tests on subgrade soils are made on small samples which approximate the anticipated conditions in the prototype pavement. Therefore, it is essential that construction procedures be such that the basic design assumptions are valid.

Table 1.4 presents some of the factors which affect pavement performance. The items listed under construction can be handled properly by specifications. Modern-day construction is keyed to production which will not permit a slowdown of the job except in extreme cases. Nevertheless, the need for adequate inspection cannot be overemphasized. Care must be taken to make certain that all the de-

38

57 H.P.E.L.

TABLE 1.4. SOME FACTORS WHICH AFFECT PAVEMENT PERFORMANCE

- A. Rigid and Flexible (applies to both)
1. Traffic
 - a. Gross load and tire pressure
 - b. Properties of subgrade and paving materials
 - c. Repetition of load
 - d. Radius of load influence
 - e. Speed
 - f. Axle and wheel configuration
 2. Climate
 - a. Rainfall
 - b. Frost heave
 - c. Spring breakup
 - d. Shrinkage and swell
 - e. Freeze-thaw and wet-dry
 3. Geometry
 - a. Traffic distribution across pavement
 4. Position
 - a. Cut-and-fill sections
 - b. Depth to water table
 - c. Landslides and related problems
 - d. Deep soft deposits
- B. Rigid Pavements
1. Climate
 - a. Rainfall (pumping and blowing)
 - b. Daily variations of temperature
 2. Construction and maintenance
 - a. Faulty installation and maintenance of joints
 - b. Improper leveling course
 - c. Dry subgrade
 - d. Dirty aggregate (bond and bending important)
 - e. Durability of aggregate
 - f. Poor compaction of subgrade and base
- C. Flexible Pavements
1. Climate
 - a. Seasonal variation of temperature
 2. Construction and maintenance
 - a. Compaction of subgrade and base
 - b. Improper heating of pavement materials
 - c. Rutted base and subgrade
 - d. Stripping

sign assumptions are fulfilled and that the materials are placed according to specifications.

Some of the effects of climate are difficult to evaluate. It is possible in most cases to take into account frost action and rainfall; but the exact effects of them cannot be truly evaluated in other cases, because climatic conditions must be studied from a statistical standpoint and because it is difficult to predict the severity of climatic conditions for the entire expectant life of the pavement.

Total load influences the thickness requirements for flexible pavements. Tire pressures do not control the thickness of pavement to any great extent, but they influence the required quality of surface and base appreciably. Total load also influences the thickness of rigid pavements; tire pressures affect the thickness of pavement to a lesser extent.

Repetition of load has a direct influence on both types of pavement, in that, for high repetitions, heavy pavements are required. Likewise, the geometry of the pavement has a direct effect, in that, if loads are applied close to the pavement edge, some consideration must be given to increasing the structural capacity of the pavement edge. The load-distributing properties of flexible pavements constitute a most difficult factor to evaluate. Soil type has a greater influence on the thickness of flexible pavements than on the thickness of rigid pavement. 39

Design concepts which are employed for the design of the two types of pavements vary from locality to locality. Rigid highway pavements are generally built utilizing standard sections regardless of soil type, which is permissible from the performance standpoint only if pumping, drainage, and frost action are controlled. Proper compaction and treatment of subbase courses and subgrades under rigid pavements are important. Many failures have resulted where improper design and construction techniques have been followed when dealing with subgrades under rigid pavements. Rigid pavements built directly on claylike subgrades will generally pump under high repetition of heavy axle loads. Likewise, frost action causes many pavement failures. Improper drainage may also result in pavement distress. However, insofar as the load-carrying capacity of the pavement-subgrade combination is concerned, a primary factor is that of the rigidity of a concrete pavement.

Design criteria for rigid pavements are based upon allowable tensile stress of the concrete. Base courses for control of pumping are generally used at arbitrary depths determined by field performance. Bases for frost action may be used to depths sufficiently great to make certain substantial freezing of the subgrade with loss of subgrade

support will not occur. Rigid highway pavements vary in thickness between 6 and 10 inches, depending upon the volume and weight of traffic which will be using the road. Standard designs for high-type highways range between 9 and 10 inches, whereas secondary roads and city streets may be built using sections as small as 6 inches thick. Rigid airfield pavements are built to variable thicknesses depending upon the wheel load, subgrade, and other factors.

The principles involved in design of flexible pavements consist of testing or classifying the subgrade soil and then, from correlation data or theory, determining the thickness of pavement required to protect the subgrade. The subbase can also be tested in a similar manner, and the thickness of surface and base determined. Through the testing of successive layers, the thickness required above each component is determined.

The methodology for the testing is generally arbitrary, although several techniques are available which are based upon the theories of stress distribution through pavements. Generally the load on the tire is considered to be distributed over a circular area. This, however, is not strictly correct since the tire imprint will take the shape of an ellipse. The contact pressure between the pavement and tire depends on magnitude of tire pressure. For high-pressure tires the walls of the tire are in tension, and thus the contact pressure is less than the

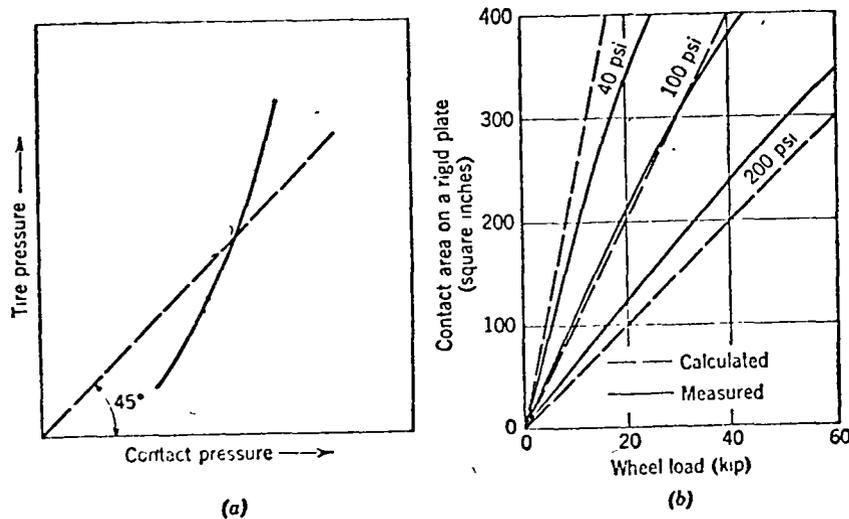


Figure 1.8. Relationship of tire pressures to contact pressures. (a) Contact versus tire pressure; (b) measured versus theoretical contact areas. (After Lawton.)

tire pressure. For low-pressure tires, the contact pressure is greater than the tire pressure (see Figure 1.8). It is convenient to consider the load to be applied over circular areas when dealing with flexible pavements, whereas for rigid pavements the load is considered to be distributed over an elliptical area.

PROBLEMS AND QUESTIONS

1.1. Draw a complete typical cross section of a flexible (a) high-type four-lane, 24-foot wide highway, and (b) 75-foot airport taxiway. Include in the sketch one side of roadway or taxiway in 4-foot cut, the other on 5-foot fill. Indicate on the sketch all dimensions, slopes, and other pertinent data. Exclude actual dimensions of thickness of paving components. Side slopes for the highway are 4:1, and for the airport are 1½ per cent maximum.

1.2. Discuss the basic design differences between an airport and highway pavement.

1.3. For a given wheel load, which will be thicker, a highway or an airport pavement? Why?

1.4. List and discuss briefly five factors which will affect the performance of both a rigid and flexible pavement and which are difficult to evaluate during the design phase.

SELECTED REFERENCES

1. Civil Aeronautics Administration, "Airport Design," U.S. Government Printing Office, 1949.
2. Civil Aeronautics Administration, "Airport Planning," U.S. Government Printing Office, 1952.
3. American Association of State Highway Officials, "A Policy on Geometric Design of Rural Highways," Washington, D.C., 1954.
4. American Association of State Highway Officials, "A Policy Concerning Maximum Dimension, Weights and Speeds of Motor Vehicles to be Operated Over the Highways of the United States," Washington, D.C., adopted 1946, issued 1949.
5. Hewes, L. I., and C. H. Oglesby, "Highway Engineering," John Wiley and Sons, New York, 1954.
6. National Highway Users Conference, "State Motor Vehicle Size and Weight Laws," Washington, D.C., (published annually).
7. Lawton, Warren L., "Static Load Contact Pressure Patterns Under Airplane Tires," *Proceedings*, Highway Research Board, 1957.
8. Portland Cement Association, "Design of Concrete Airport Pavement," Chicago, Illinois, 1955.

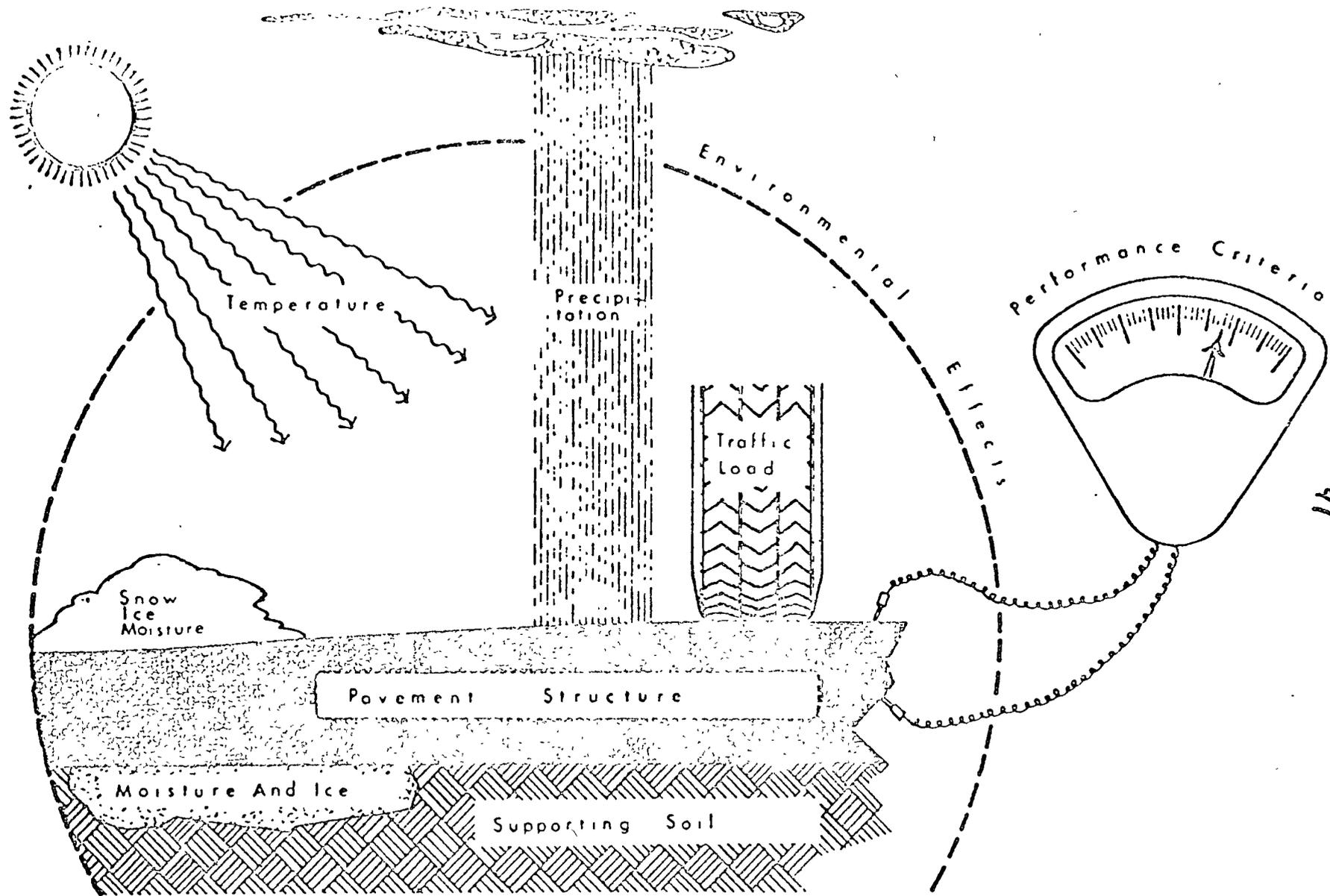
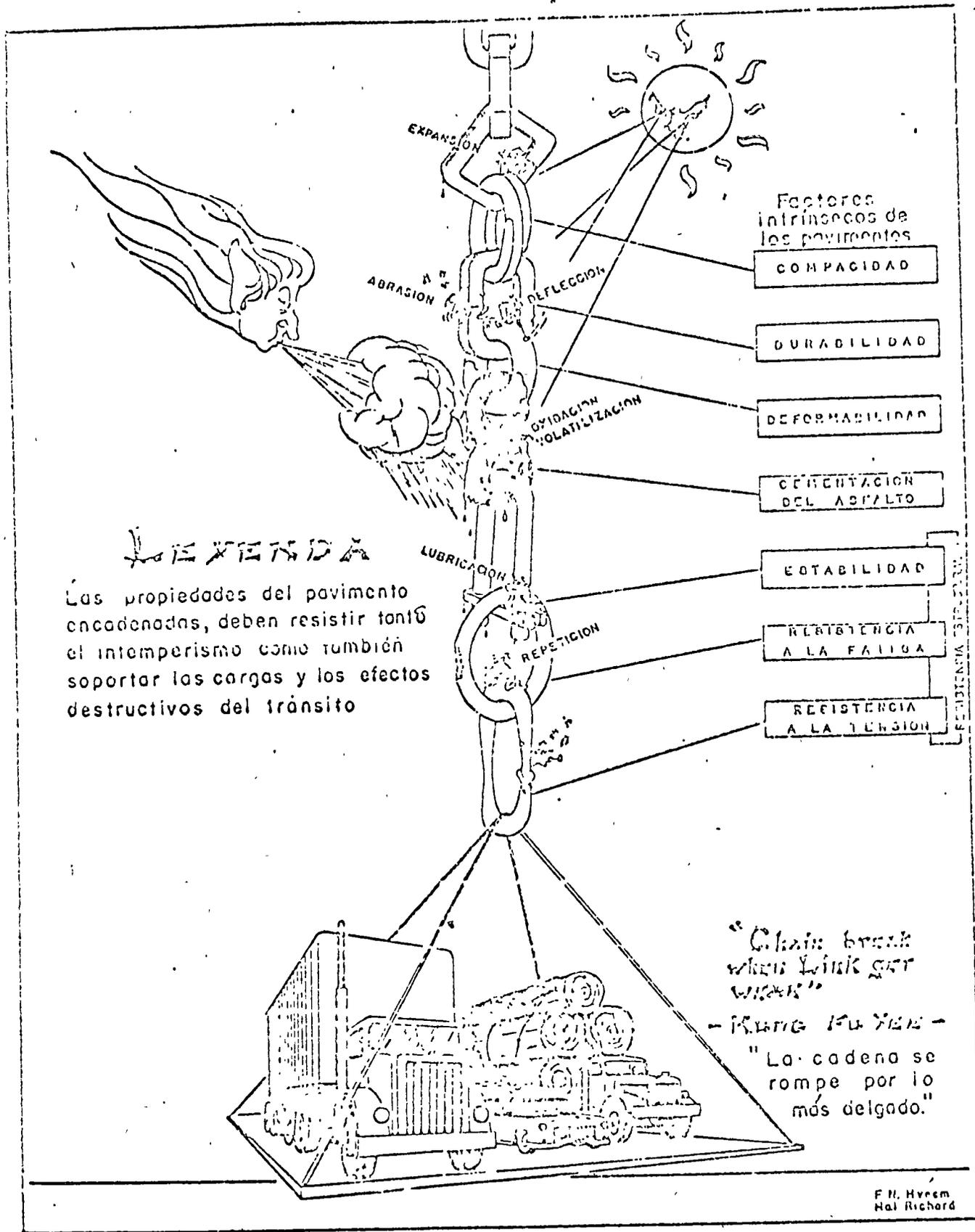


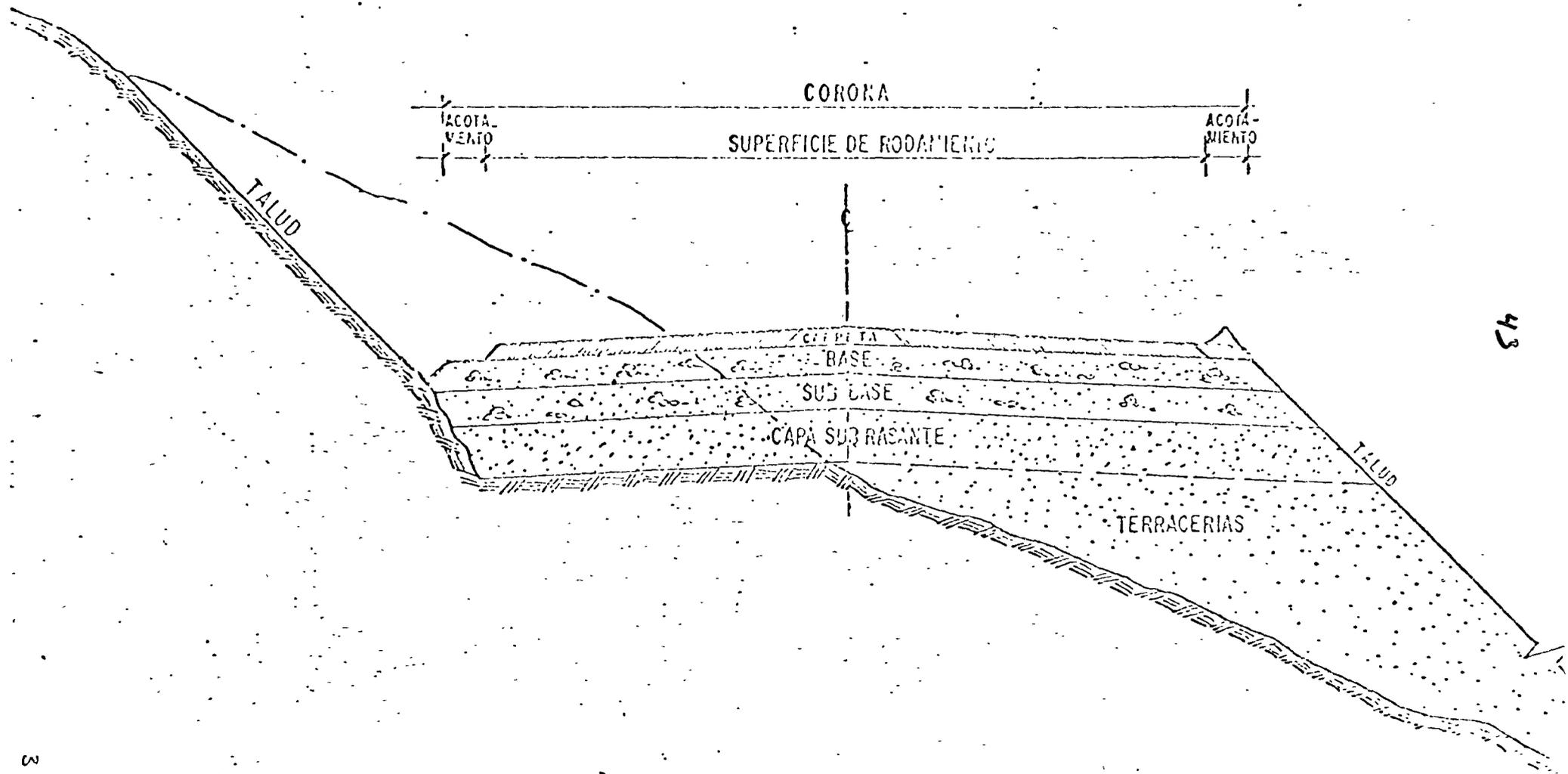
Figure 11. The Pavement System

L. FORT LOUISA



Pictograma que ilustra los factores que afectan el diseño y comportamiento de los pavimentos.

FIG. I.
SECCION TRANSVERSAL DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE
EN BALCON



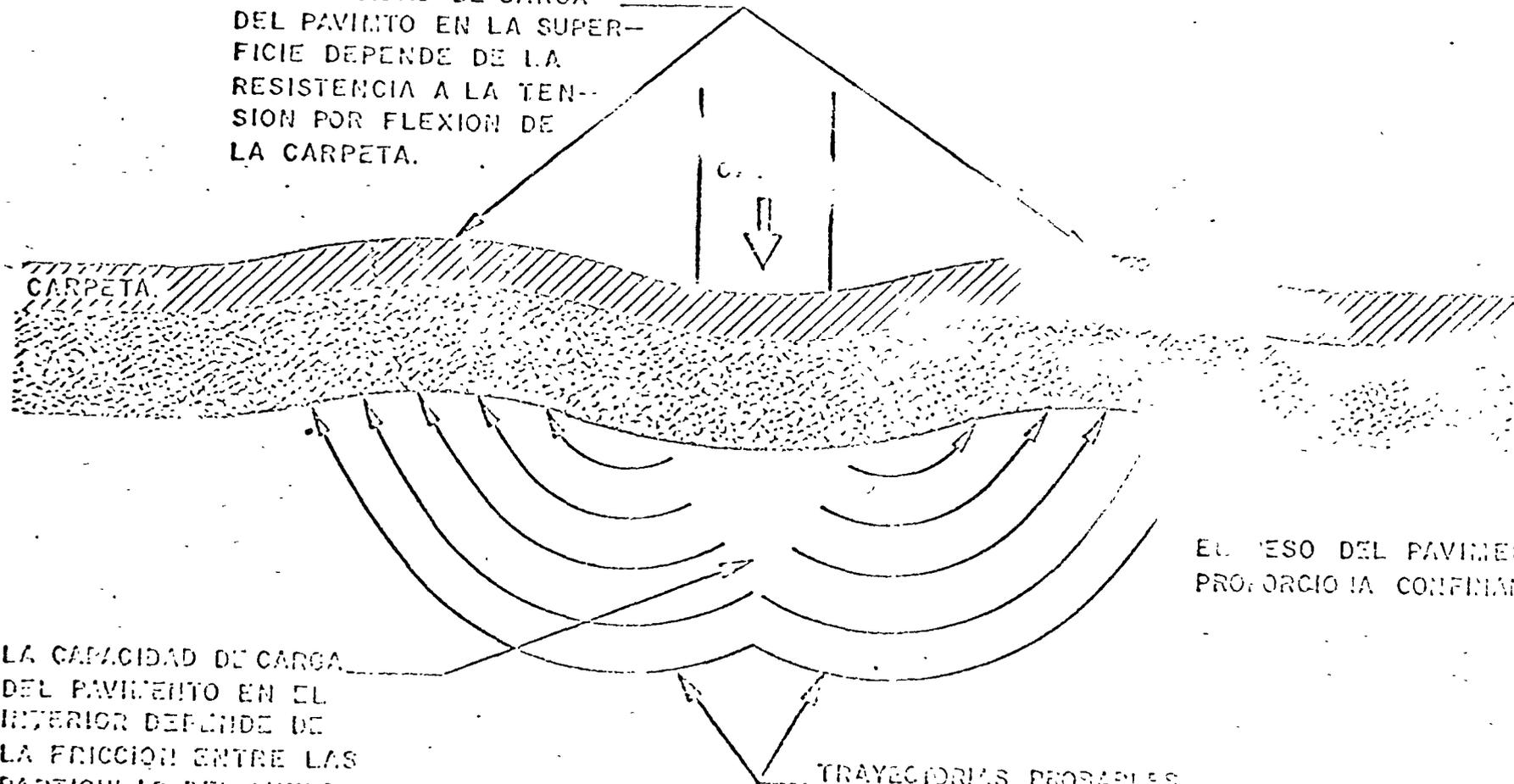
43

3 FERR L.

Fig. 4

ESQUEMA DEL MECANISMO DE
DEFORMACION PLASTICA PARA
SUELOS BAJO UN PAVIMENTO.

LA CAPACIDAD DE CARGA
DEL PAVIMENTO EN LA SUPER-
FICIE DEPENDE DE LA
RESISTENCIA A LA TEN-
SION POR FLEXION DE
LA CARPETA.



EL GRESO DEL PAVIMENTO
PROPORCIONA CONFINAMIENTO

LA CAPACIDAD DE CARGA
DEL PAVIMENTO EN EL
INTERIOR DEPENDE DE
LA FRICCION ENTRE LAS
PARTICULAS DEL SUELO
DE CIMENTACION.

TRAYECTORIAS PROBABLES
DE LAS PARTICULAS DEL
SUELO AL PRODUCIRSE
LA FALLA.

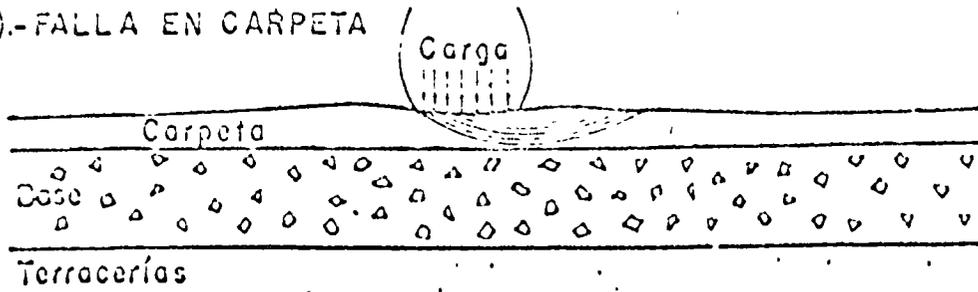
4 Fdez L.

44

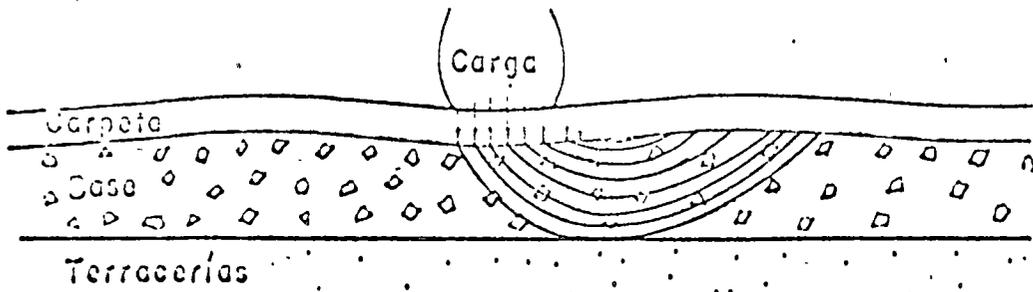
(2)

45
TIPOS DE FALLA

a).- FALLA EN CARPETA



b).- FALLA EN LA BASE



c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION

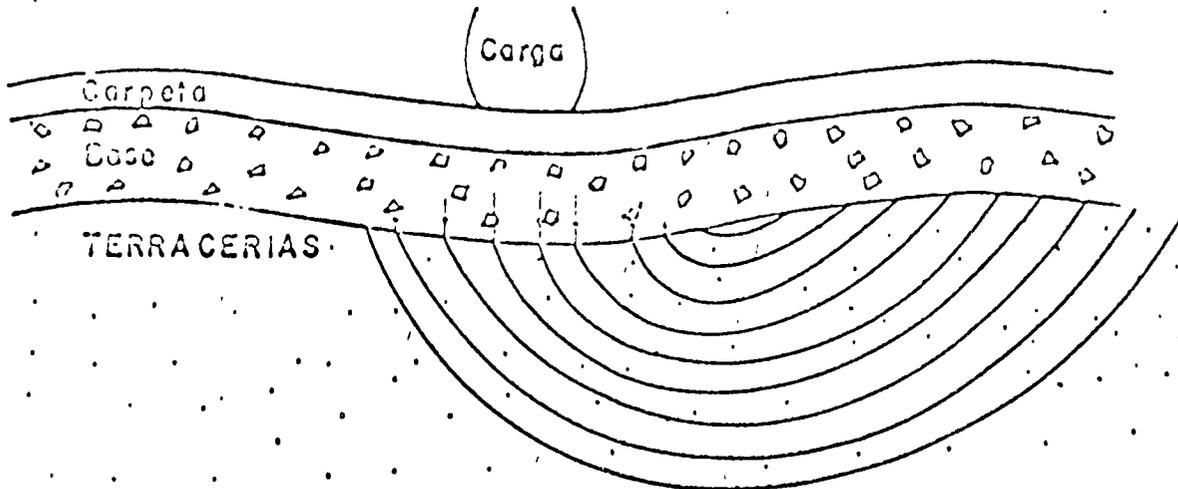


Fig.

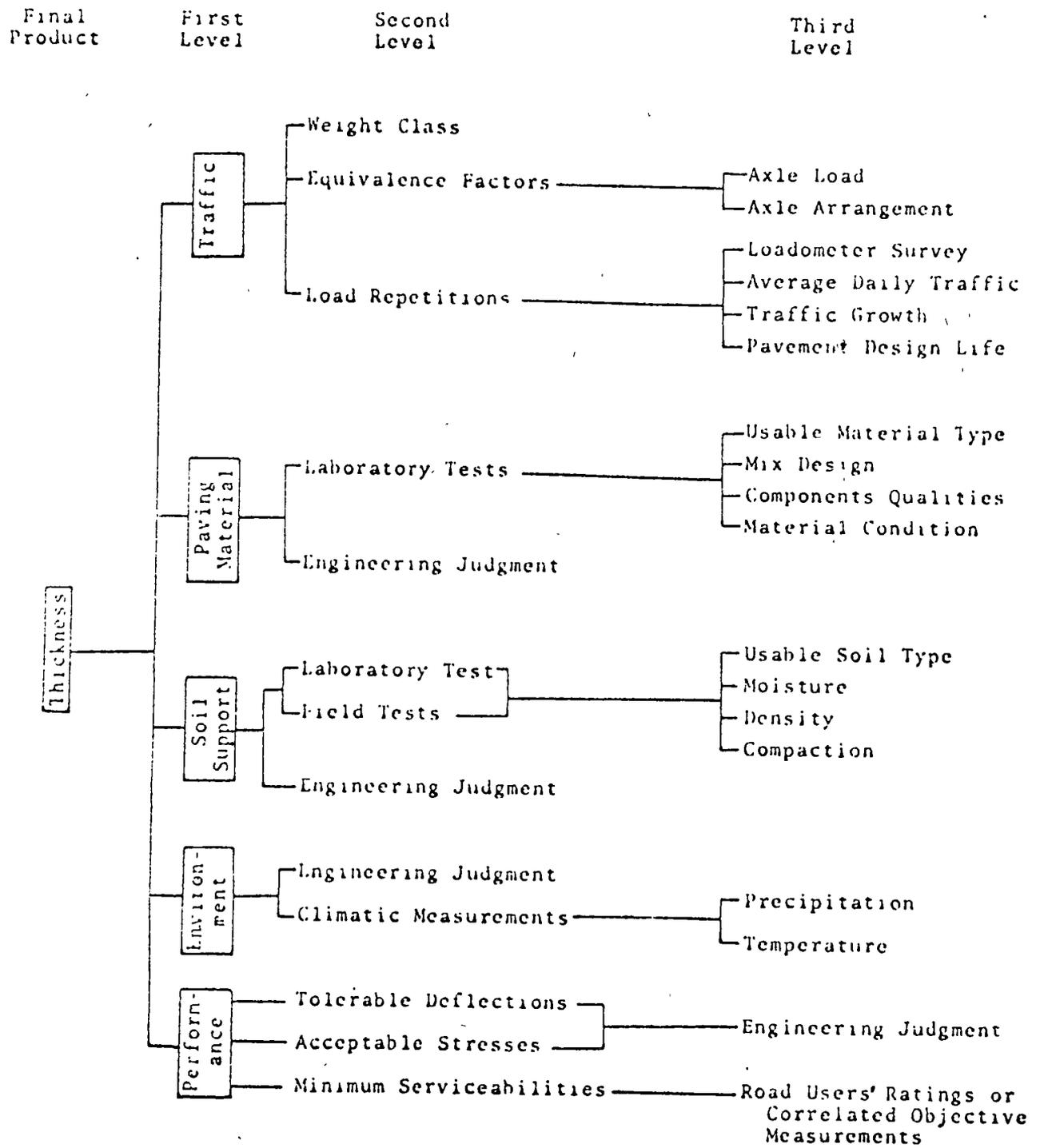


Figure 1. Sample Hierarchy Chart

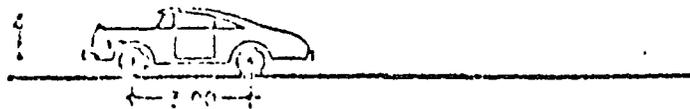
NOTA

47

K_v = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío.

K_c = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado.

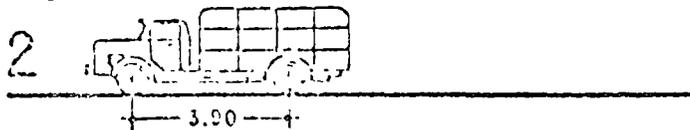
A_p



$\frac{W}{L}$	W_{VAC}	K_v	W_{CARG}	K_c
1	0.9	0.0001	1.0	0.0002
2	0.9	0.0001	1.0	0.0002
3	—	—	—	—
Σ	1.8	0.0002	2.0	0.0004

A_c

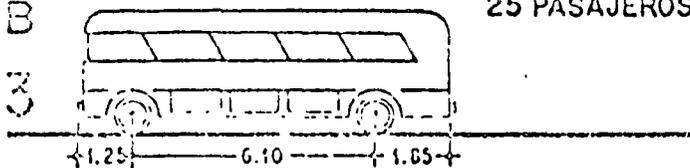
CARGA=2.5 ton



1	1.2	0.0005	1.6	0.0014
2	1.2	0.0005	3.3	0.0260
3	—	—	—	—
Σ	2.4	0.0010	4.9	0.0274

B

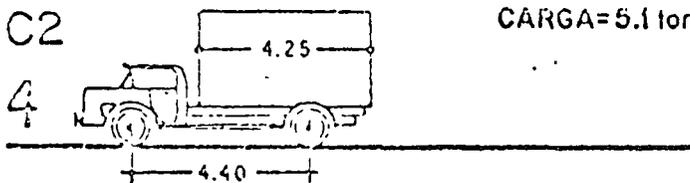
25 PASAJEROS



1	3.0	0.0180	4.2	0.0690
2	7.0	0.5310	8.3	1.0500
3	—	—	—	—
Σ	10.0	0.5490	12.5	1.1190

C2

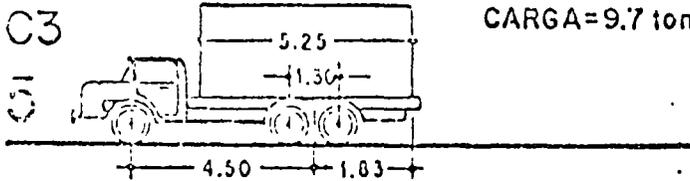
CARGA=5.1 ton



1	1.5	0.0011	2.5	0.0056
2	2.7	0.0118	6.8	0.4730
3	—	—	—	—
Σ	4.2	0.0129	9.3	0.4816

C3

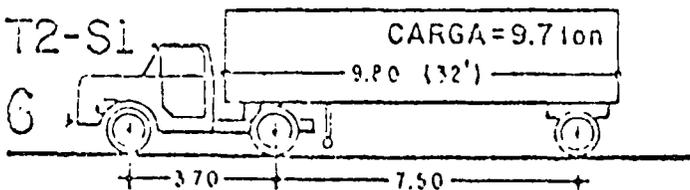
CARGA=9.7 ton



1	1.7	0.0018	2.6	0.0100
2	5.2	0.0144	14.0	0.7600
3	—	—	—	—
Σ	6.9	0.0162	16.6	0.7700

T2-S1

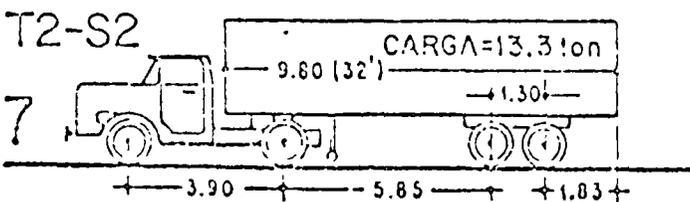
CARGA=9.7 ton



1	2.5	0.0085	3.0	0.0180
2	3.6	0.0370	8.0	0.9059
3	3.0	0.0180	7.8	0.8186
Σ	9.1	0.0635	18.8	1.7425

T2-S2

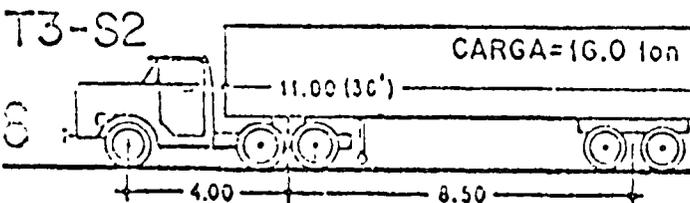
CARGA=13.3 ton



1	3.5	0.0331	4.0	0.0560
2	4.0	0.0560	8.5	1.1600
3	3.8	0.0100	12.1	0.4300
Σ	11.3	0.0991	24.6	1.6460

T3-S2

CARGA=16.0 ton



1	3.5	0.0331	3.9	0.0510
2	5.4	0.0168	13.0	0.5640
3	5.0	0.0124	13.0	0.5640
Σ	13.9	0.0623	29.9	1.1790

FIG CONVERSION DE VEHICULOS A EJES EQUIVALENTES

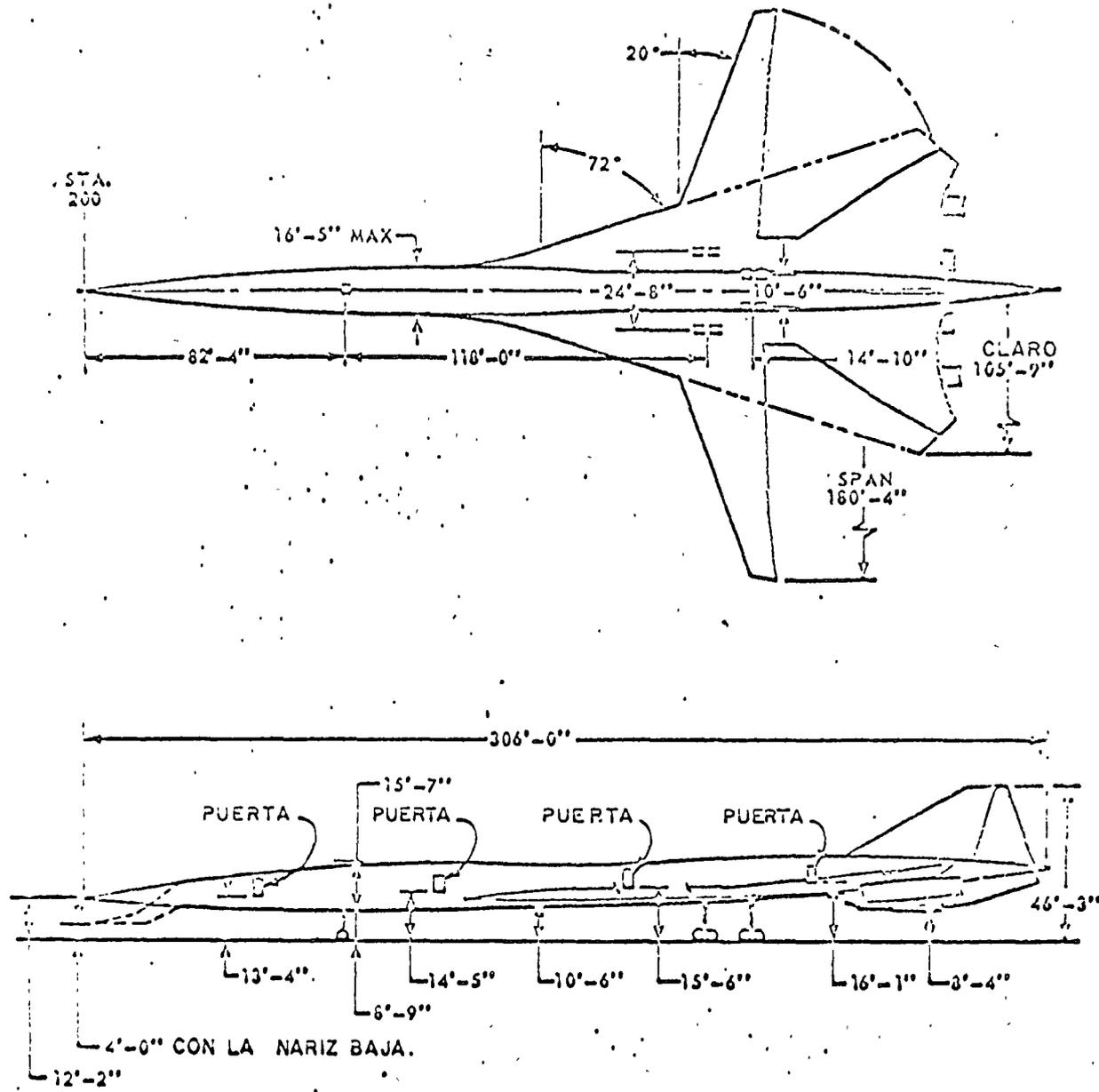
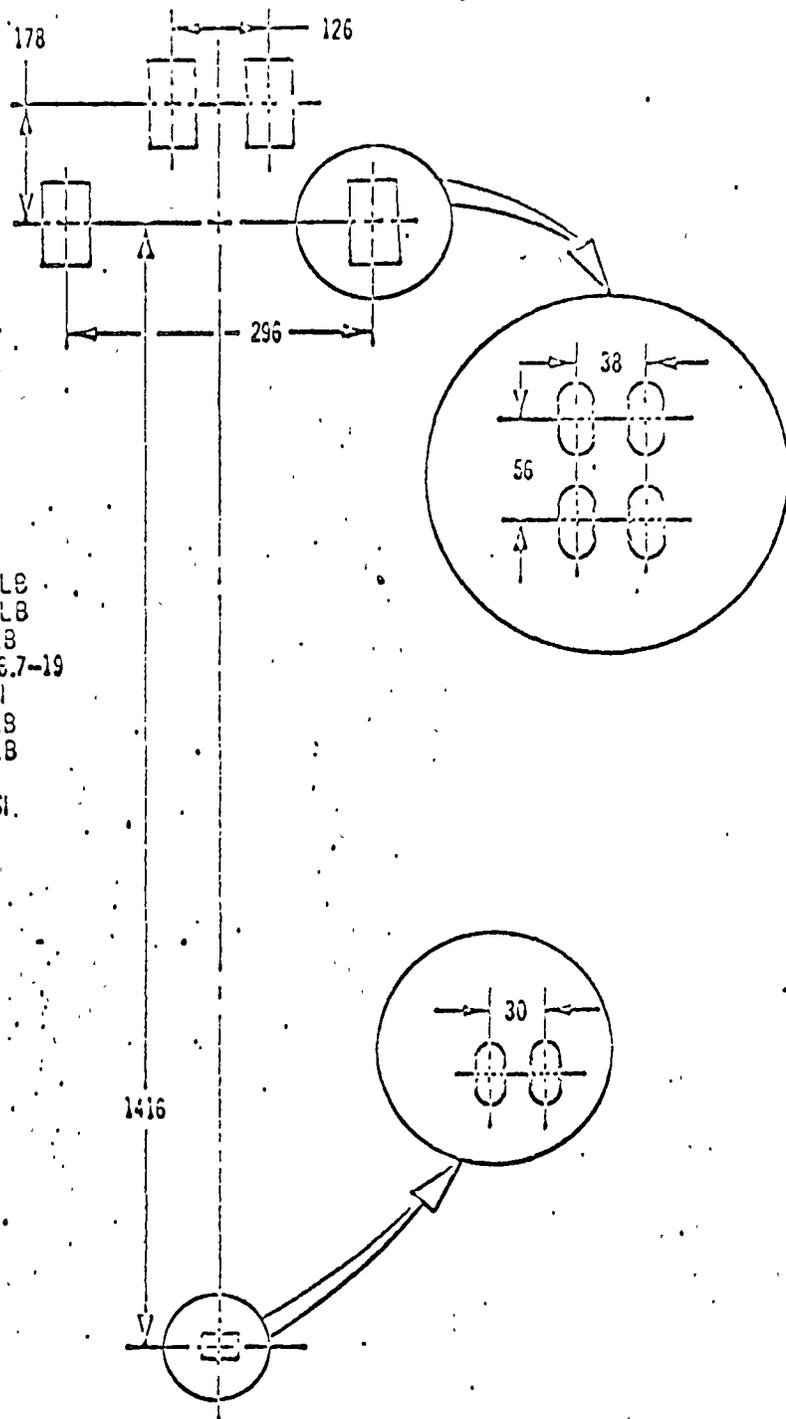


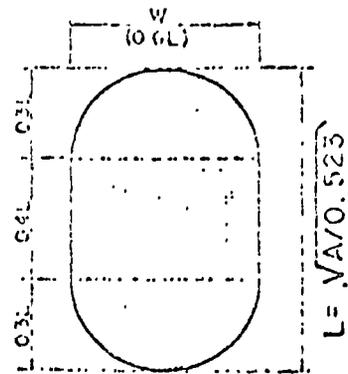
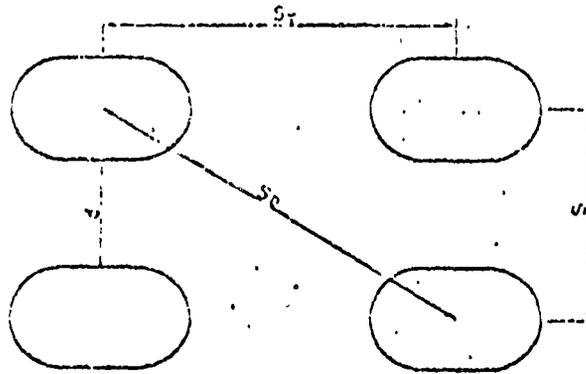
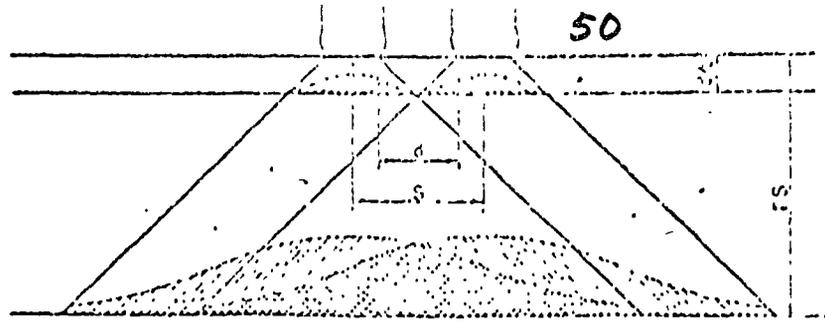
FIG. 22 DIMENSION PRINCIPALES DEL BOEING SST.



PESO TOTAL 675,000 LB.
 PESO MAX. POR PIERNA 163,700 LB.
 PESO MAX. POR RUEDA 40,925 LB.
 MEDIDA DE LLANTAS 45.5 X 16.7-19
 PESO DE INFLADO 180 PSI
 PESO MAX. EN NARIZ 40,500 LB.
 PESO MAX. POR RUEDA 20,250 LB.
 MEDIDA DE LLANTAS 34 X 16
 PRESION DE INFLADO. 190 PSI.

TODAS LAS DIMENSIONES EN PULGADAS

FIG. 2 GEOMETRIA DE LLANTAS DEL BOEING SST.



ESQUEMA GEOMETRICO DE UN SISTEMA EN TANDEM.

GEOMETRIA DE UNA LLANTA SIMPLE

FIG. 11'

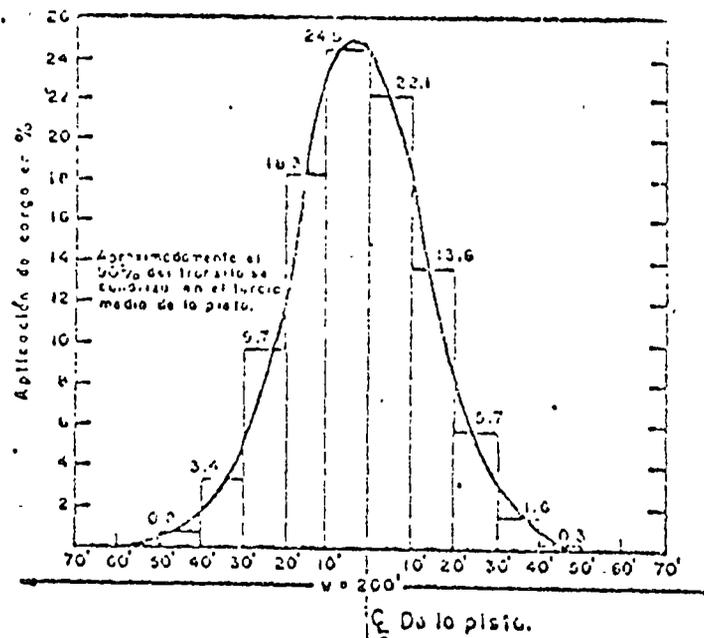


Fig. 12 DISTRIBUCION DEL TRANSITO EN AEROPISTAS

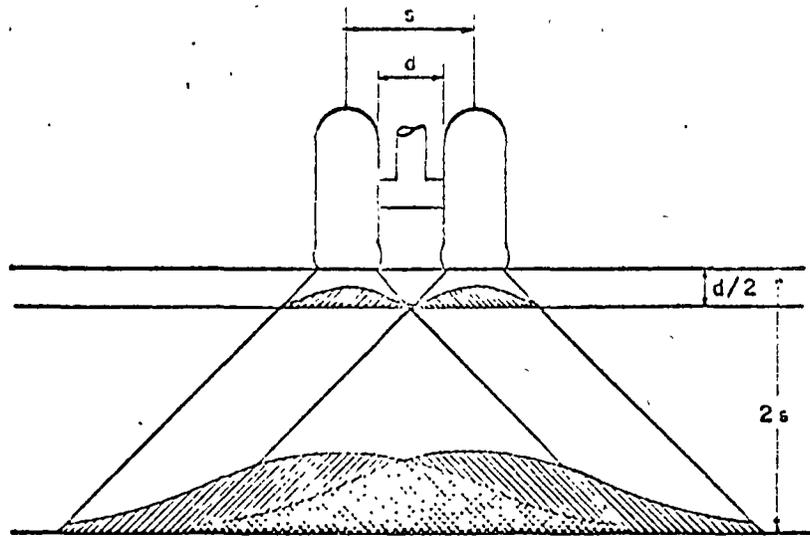


Fig. 4

INFLUENCIA DE UN SISTEMA DUAL
EN LO QUE SE REFIERE A ESFUERZOS

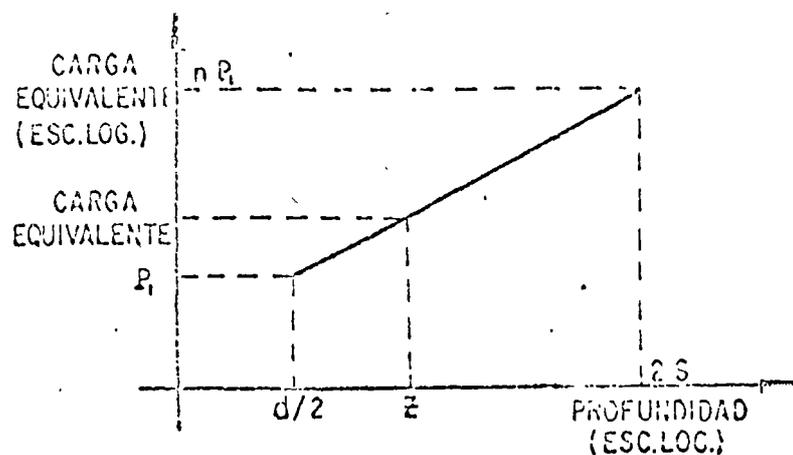


Fig. 1 METODO GRAFICO PARA ENCONTRAR LA CARGA DE LA RUEDA DE DISEÑO EQUIVALENTE A UN SISTEMA MULTIPLE

$$z = k \sqrt{P}$$

$$\log z = \log k + \frac{\log P}{2}$$

k depende de la presión de contacto y de los esfuerzos admisibles

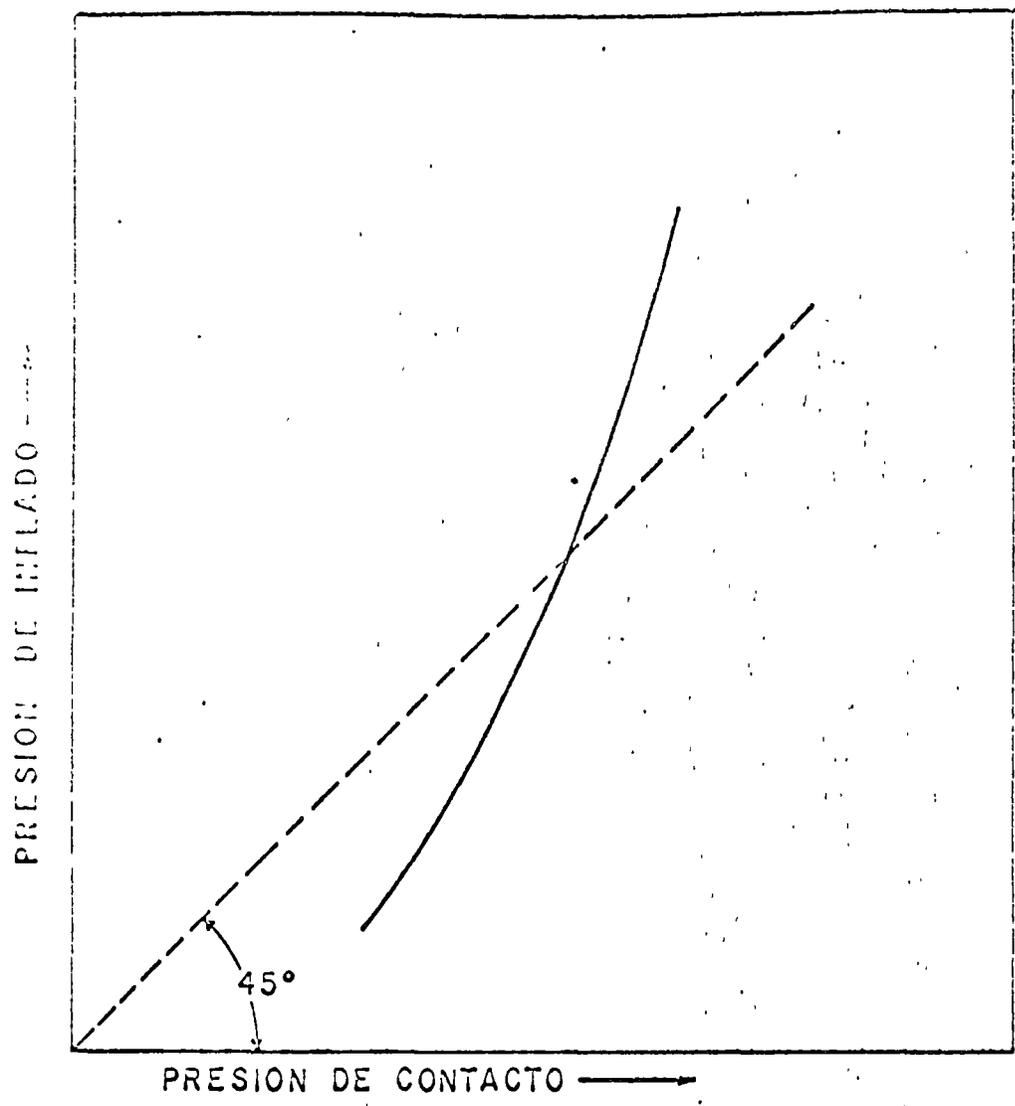


FIG. 3

RELACION ENTRE LAS PRESIONES DE INFLADO Y DE CONTACTO.

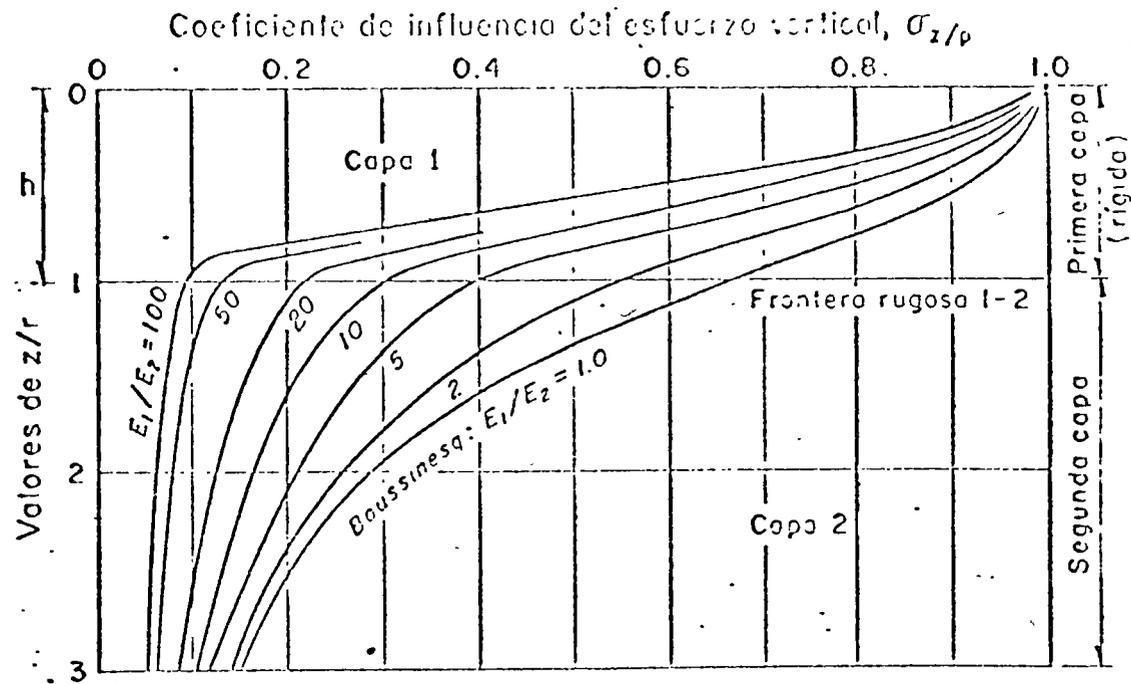


FIG. 2.-CURVAS DE INFLUENCIA DE ESFUERZOS VERTICALES TRANSMITIDOS EN UN SISTEMA DE DOS CAPAS ELÁSTICAS, (SEGÚN BURMISTER)

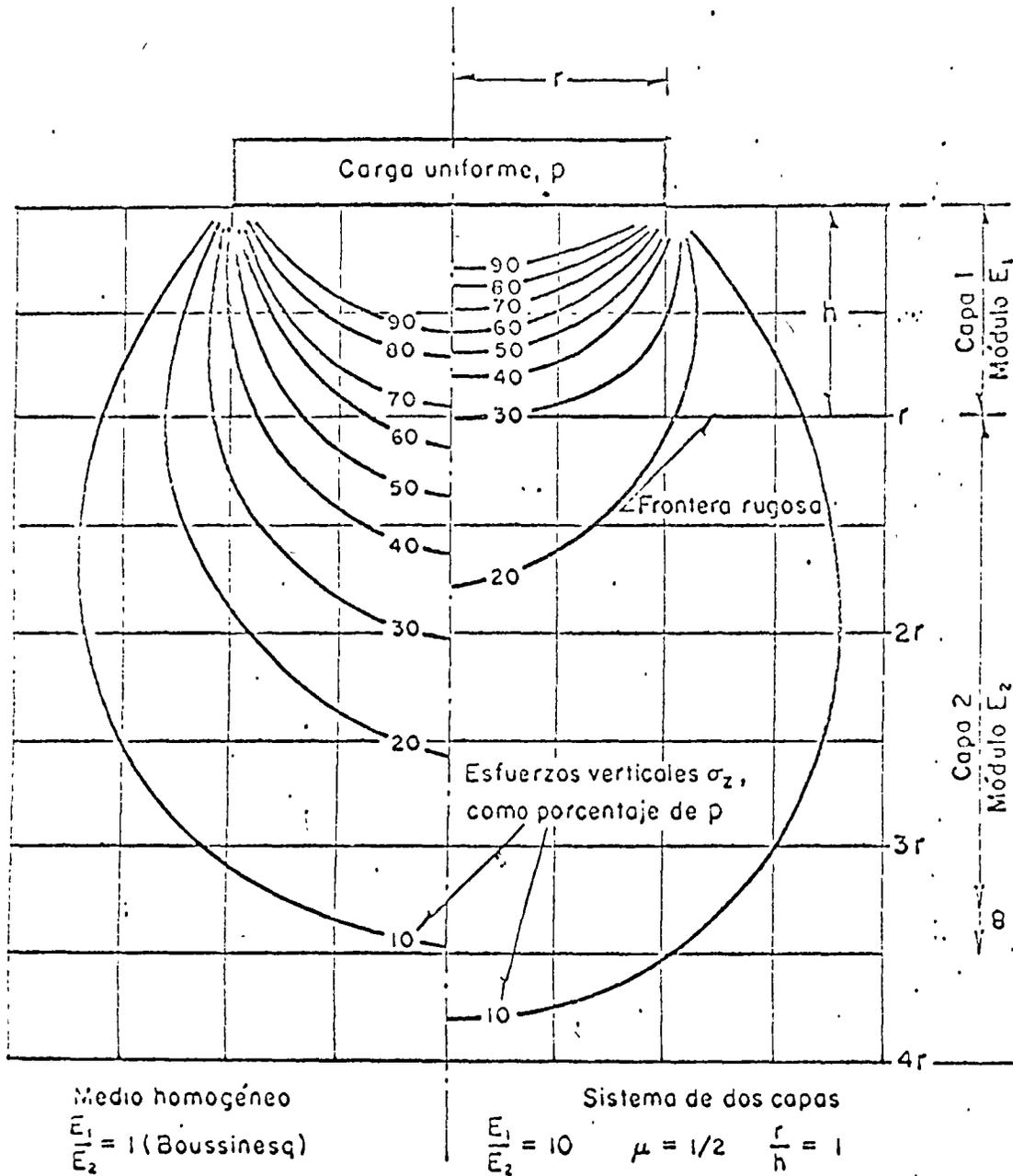
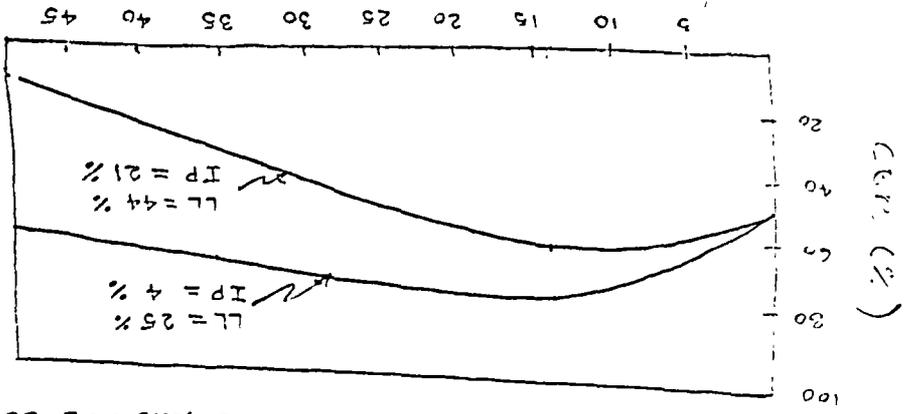


FIG. 23. COMPARACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGÉNEO Y EN UN SISTEMA DE 2 CAPAS.

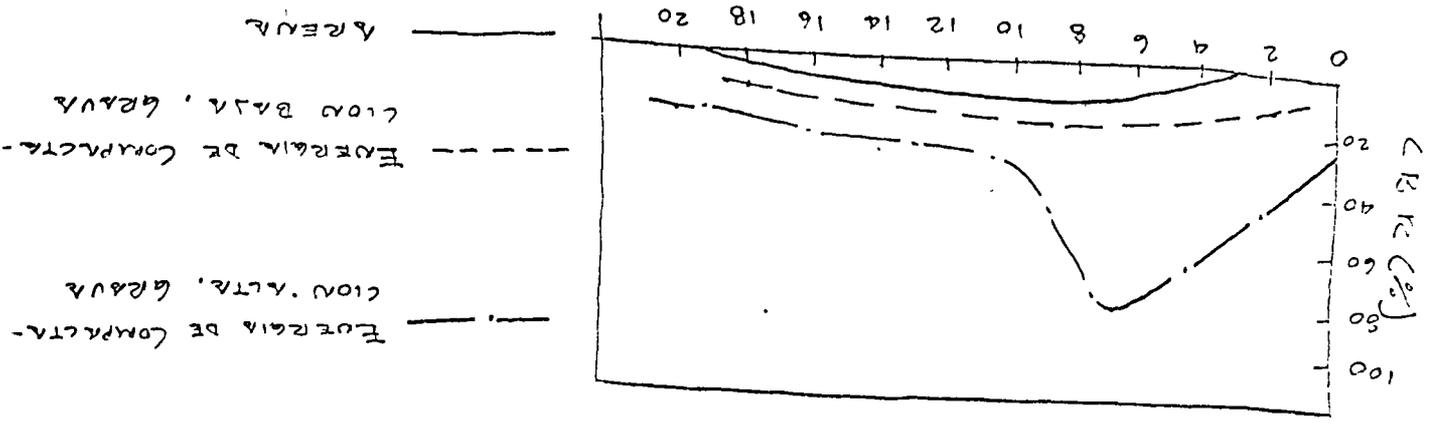
EFEECTO DEL MATERIAL FINO EN LOS MATERIALES DE BASE Y SUBBASE.

18 FEB 71

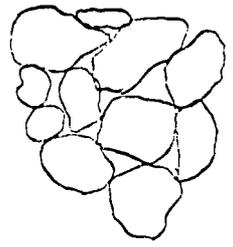
Porcentaje que pasa la Malla 40 (%)



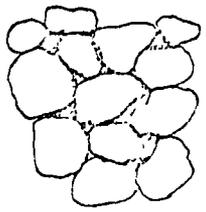
Porcentaje que pasa la Malla 200 (%)



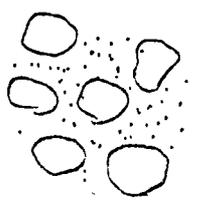
(A) Agregado sin finos



(B) Agregado con finos para la máxima densidad.



(C) Agregado con gran cantidad de finos



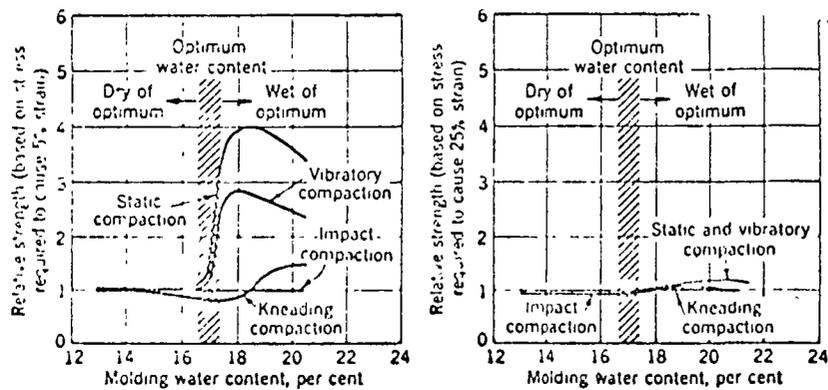
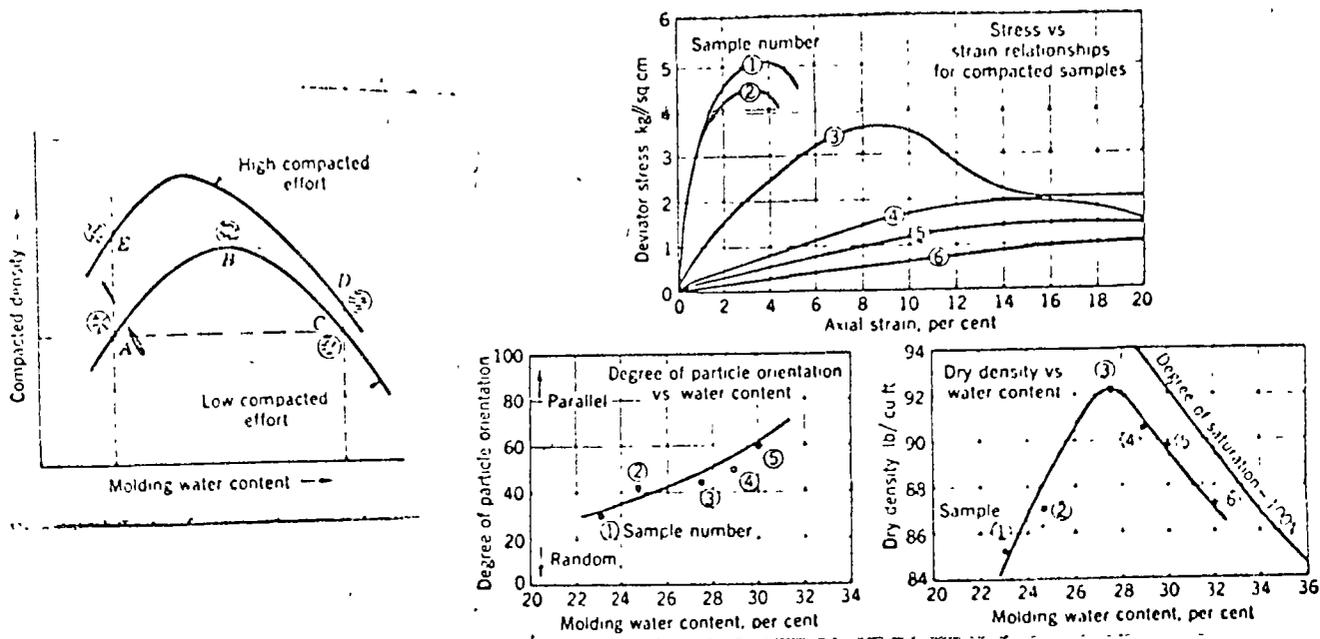
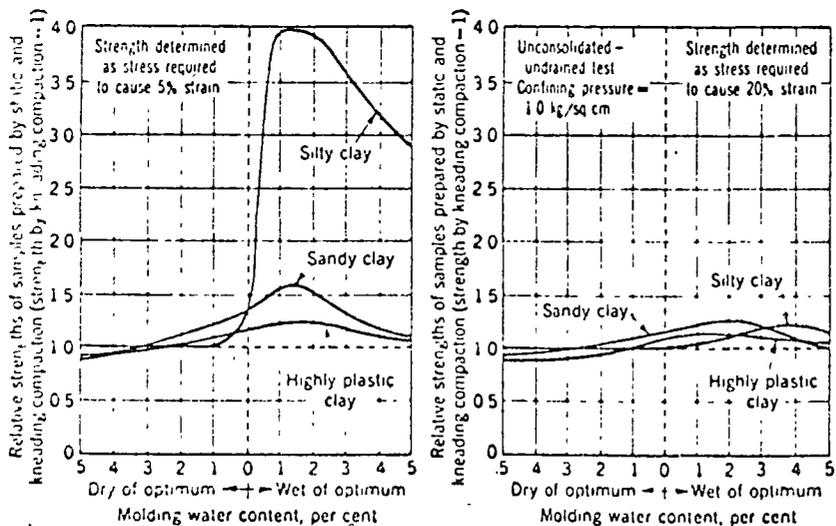
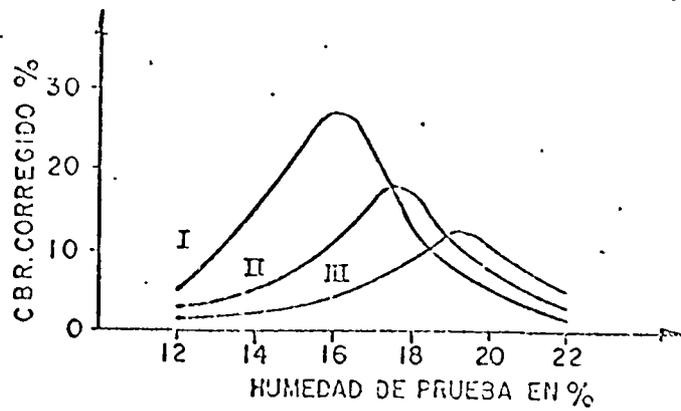


FIG. 4 7a Influence of method of compaction on strength of silty clay. (From Seed and Chan, 1959.)

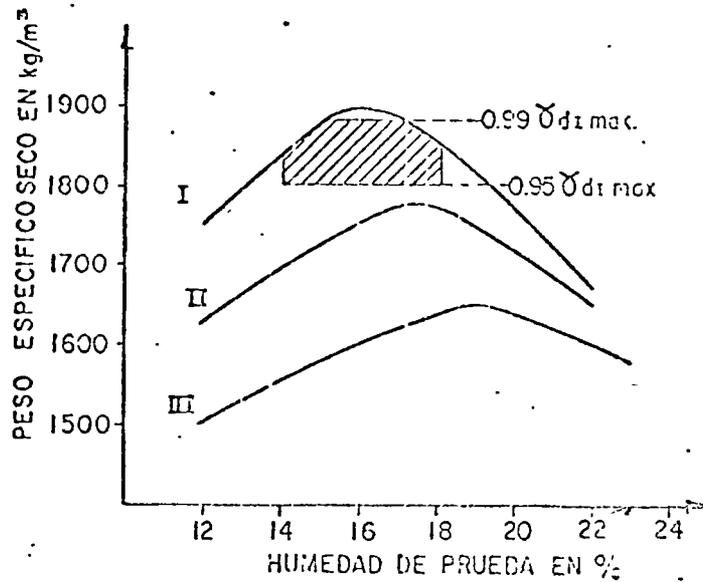


EFFECTOS DE LA COMPACTACION EN SUELOS FINOS.

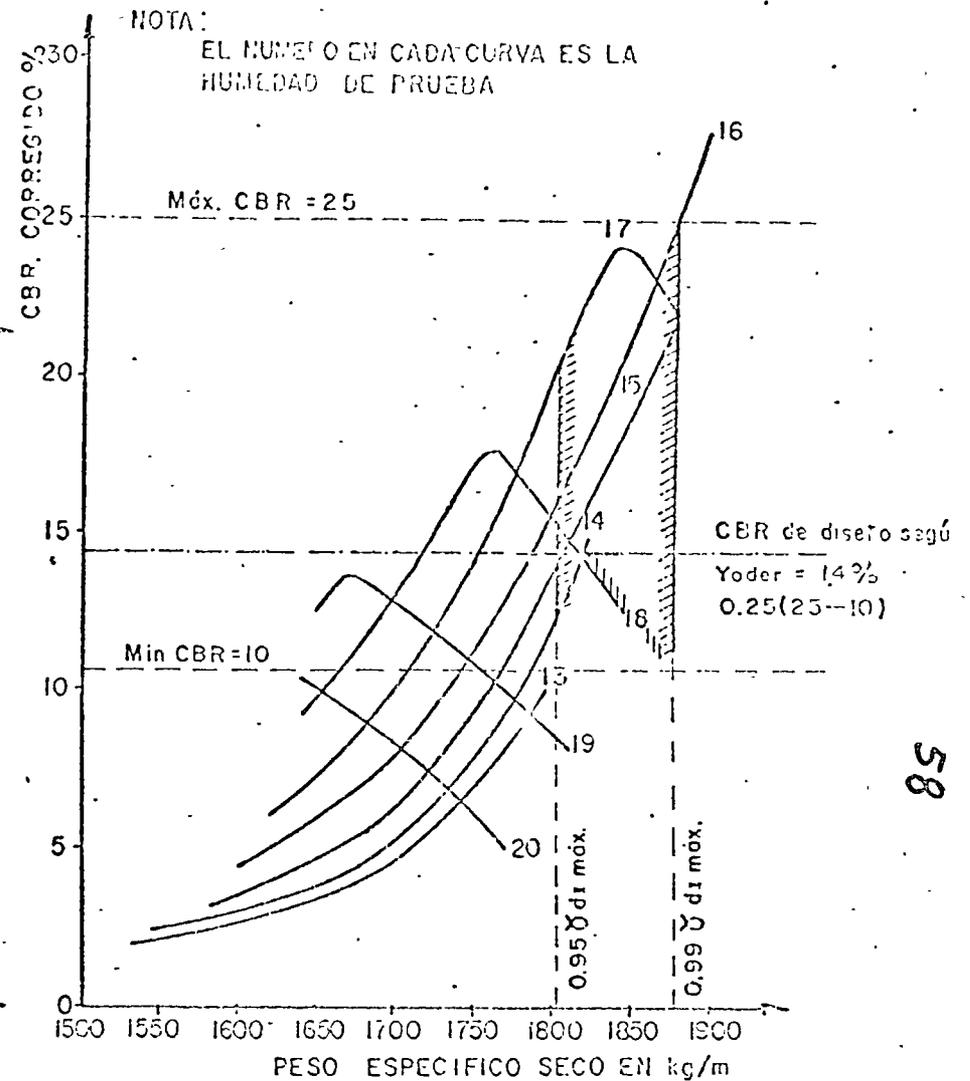
19 FEBR L.



(b)



(a)



(c)

FIG. ■ REPRESENTACION GRAFICA DE PRUEBAS C.B.R.
CRITERIO DEL CUERPO DE INGENIEROS PARA LA
ELECCION DEL CBR DE DISEÑO



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: CONTROL DE PRODUCCION.

PROFESOR: ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA.

MEXICO, D.F., A 2 DE ABRIL DE 1974.

I N D I C E

	PAGINA
1. INSTRUCCIONES	2
2. EL CONTROL	3
3. CONTROL DE CANTIDADES	14
4. CONTROL DE COSTOS	17
5. CONTROL PRESUPUESTAL	19
6. CORRECCION DE DESVIACIONES	22
7. REQUISITOS DE UN SISTEMA DE CONTROL DE COSTOS	22

INSTRUCCIONES

La primera parte de estos apuntes utiliza el sistema denominado EDUCACION PROGRAMADA. Rogamos al lector atender las siguientes instrucciones para obtener el mejor aprovechamiento :

- 1) Cubriendo la columna de la derecha con la tira que se anexa, lea cada uno de los temas.
- 2) Escriba la respuesta en el espacio marcado o en una hoja -- por separado, cuando así se requiera. (Es esencial que no se concrete usted a pensar la respuesta, DEBE ESCRIBIRLA).
- 3) Revise su respuesta, moviendo la tira hacia abajo, descubriendo la respuesta correcta en la columna de la derecha.
- 4) Si su respuesta es correcta pase al siguiente tema.
- 5) Si su respuesta no es correcta, lea el tema nuevamente y -- trate de comprender por qué está usted equivocado.

PROCEDIMIENTO

Cada tema deberá ser resuelto en orden. NO ALTERE EL ORDEN, a menos que así se le indique. Si tiene dificultad en un determinado punto debe regresar al lugar donde este punto apareció por primera vez y revisar los temas relacionados con él.

CONVENCIONES

- _____ = Escriba la palabra solicitada.
- _____ = Anote la letra que se requiere.
- ...(si/no) = Subraye o circule la alternativa correcta.
- _____ = Escriba las palabras que se requieran.
- () = Ponga el número correcto

EL CONTROL

1.- GENERALIDADES.

1.- Control es el proceso que determina que -- también se está llevando a cabo una actividad va valorizándola y si es necesario aplicando las medidas correctivas apropiadas, de manera que la -- ejecución esté de acuerdo con lo planeado.

(sin respuesta)

2.- La comparación entre lo planeado y lo ejecutado es lo que constituye la base del _____ y la determinación del estándar o patrón que es la esencia de dicha comparación, es el primer - paso a seguir.

control

3.- El control es pues, un _____ que requiere de la determinación del _____, en primer lugar y después de la comparación el estándar planeado y el trabajo ejecutado y por -- último el de llevar a cabo la acción correctiva - en caso necesario.

proceso
estándar

4.- La identificación de los objetivos que se realiza en la función de la _____ norma el primer paso del control que consiste - en la _____ de los _____.

planeación
determinación
estándares

5.- Entonces la definición de la cantidad de trabajo a realizar en una jornada, es lo que constituye la determinación de un _____ para la valuación del desempeño del trabajador. La definición de un modelo de comportamiento o acción es lo que constituye un estándar (sí/no) _____.

estándar

sí

6.- La valorización de lo ejecutado y lo planeado, sería una etapa de la comparación entre el - estándar y lo que se está realizando. En caso de que exista una diferencia entre lo _____ y lo _____ es cuando se debe tomar la _____.

planeado
ejecutado
acción correctiva

7.- Principio de Control.- Para que un _____ sea efectivo debe cubrir y regular el funciona -- miento planeado. Es decir se debe buscar y lograr que la actividad se esté realizando de acuerdo con lo _____.

control

planeado

- 8.- Se analizarán en seguida los diferentes tipos de modelos, patrones o como los hemos llamado _____ que son más usados: Cantidad, Calidad, Uso del tiempo y Costo. estándares
- 9.- La determinación del volumen medio esperado de producción, de acuerdo a la actuación de los empleados más eficientes es lo que define un estándar de _____. cantidad
- 10.- El especificar las sumas de dinero a gastar en la adquisición de materias primas o publicidad es lo que implica un _____. estándar de costo
- 11.- El establecimiento de un programa a seguir en la realización de ciertas actividades constituye la implantación de un estándar de _____. uso del tiempo
- 12.- Por último, el definir las tolerancias que se pueden especificar en la realización de las actividades que permiten lograr los objetivos organizacionales es lo que define un estándar de _____. calidad
- 13.- Para poder comparar los resultados obtenidos se cuenta con los estándares de _____, _____, _____ y _____ que nos indican si podremos o no lograr, por ese medio, los _____ de la empresa. cantidad, calidad, uso del tiempo, costo objetivos
- 14.- El establecimiento de puntos estratégicos de control nos permite el lograr una mejor _____ entre el estándar definido y lo que se está realizando. Cuando surgen diferencias en la comparación se dice que existe una excepción. comparación
- 15.- El control administrativo es más fácil concentrando la atención sobre las excepciones o variaciones entre lo planeado y lo _____ es lo que nos dice el Principio de Excepción. Se puede decir que donde el Principio de _____ es válido, debemos colocar un punto _____ de control. ejecutado o realizado excepción estratégico

16.- Lo anterior significa que el esfuerzo control está dirigido a los lugares donde una -----
 _____ tiene lugar, es decir en el -
 punto donde lo realizado no se conforma con el -
 _____ o patrón definido.

excepción

estándar

17.- En los sitios de excepción es donde se debe colocar un _____
 de control y donde se debe aplicar el tercer paso del proceso control, es decir la toma de la acción _____.

punto estratégico

correctiva

18.- La determinación de los sitios donde existe una _____ es básica para lograr un buen control, ya que el incluir todas las facetas de una empresa en él, consume demasiado tiempo y esfuerzo, por lo que resulta muy costoso.

excepción

19.- El concentrar el control en _____
 estratégicos ahorra tiempo y esfuerzo y es una práctica muy unida al Principio de _____
 _____. Cuando al comparar estándares y funcionamiento no existe ninguna desviación o _____
 _____ el control de esa actividad pasa a segundo término y solo requiere de revisiones periódicas.

puntos

excepción

excepción

20.- En resumen: La _____ surge cuando al comparar el funcionamiento o resultados obtenidos y los _____ existe alguna diferencia y es el sitio donde debemos establecer un _____
 de control y llevar a cabo la toma de la -----
 _____ correctiva.

excepción

estándares

punto estratégico

acción

DISPOSITIVOS DE CONTROL.

21.- Una vez establecidos los estándares y que se han medido y comparado éstos con los resultados para poder llevar a cabo la acción _____
 _____ se utilizan varios _____
 de control que son :

correctiva
dispositivos

Presupuesto

Informes estadísticos de control

Análisis del punto no pérdida-no ganancia

Reportes especiales de control

Auditoría Interna

- 22.- El presupuesto es el _____ de control que se utiliza con más frecuencia. Cuando el presupuesto sirve para corregir y revisar el trabajo que se está ejecutando forma parte del proceso de _____ mientras que su determinación como recurso para el logro de objetivos lo hace parte del proceso de la función - _____.
- 23.- El presupuesto entonces es de gran importancia como dispositivo de _____ y como parte integrante del proceso de la _____. La definición del estándar costo es base común para coordinar las actividades de la empresa y forma parte del dispositivo _____.
- 24.- El dispositivo que se basa en la determinación de los costos, es el de _____. Pero el dar importancia a la reducción de costos solamente, puede tener como consecuencia - que esto afecte al estándar (cantidad/calidad/uso del tiempo) _____.
- 25.- El segundo dispositivo de control consiste en la elaboración de reportes periódicos de las actividades realizadas, con el fin de estudiar la historia de la marcha de la empresa y es lo que implican los _____.
- 26.- El hecho de que los informes _____ de control sirvan de base para que se les compare con otros informes previos, significa que es importante que se elaboren en forma - (continua/no continua) _____.
- 27.- El análisis del punto no pérdida no ganancia es otro de los _____ que más se usa. El uso de gráficas que muestran el porcentaje de utilización de una planta contra ingresos y gastos pueden utilizarse para el análisis del punto _____.
- 28.- La determinación de las utilidades o pérdidas de la empresa, es otro ejemplo de lo que se puede lograr al utilizar el dispositivo de _____.

dispositivo

control

planeación

control

planeación

presupuesto

presupuesto

calidad

informes estadísticos

estadísticos

continua

dispositivos de control

no pérdida - no ganancia

análisis del punto no pérdida no ganancia

29.- Los reportes especiales de control son el - cuarto dispositivo de _____ . Estos - _____ son los que investigan casos particulares en un tiempo y lugar definido.

control, reportes especiales

30.- De acuerdo a lo anterior estos reportes se realizan en forma (continua/no continua) _____ y por el hecho de referirse a situaciones particulares donde se presume existe alguna desviación, constituyen una aplicación directa del Principio de _____ .

no continua

excepción

31.- Cuando se realizan investigaciones periódicas, sobre actividades generales se está utilizando el dispositivo de _____ de control. En cambio investigaciones acerca de los procedimientos, funcionamiento de un área específica de trabajo se usan para elaborar _____ .

informes estadísticos

reportes especiales

32.- El último dispositivo de control mencionado es el de la _____ interna. Así por ejemplo cuando la central de adiestramiento del personal revisa las operaciones de las unidades subsidiarias se está llevando a cabo una _____ .

auditoría

auditoría interna

33.- Los cinco _____ son: presupuesto, informes estadísticos de control, análisis del punto no pérdida-no ganancia, reportes especiales de control y auditoría interna.

dispositivos de control

34.- Los dos dispositivos que tienen que ver con los análisis monetarios, costos y flujo de fondos son: _____ y el _____ .

presupuesto, análisis del punto no pérdida-no ganancia

35.- El dispositivo que se elabora en forma no - continua y que está relacionado con el Principio de Excepción es el de _____ de control.

reportes especiales

36.- Los dispositivos que se realizan en áreas - extensas y en forma más o menos periódica son: la _____ y los _____ de control.

auditoría interna, informes estadísticos

37.- Para que en toda empresa no se pierda la -
continuidad en el flujo de las actividades es nece-
sario que se utilicen como forma de control, los
_____ antes mencionados.

dispositivos

2.- SISTEMAS DE CONTROL Y CONTROL DE LA ACTUACION HUMANA

38.- Los sistemas de control son aquellos que se
utilizan para determinar si los objetivos y metas
de la organización definidos en la función _____
_____ se están ejecutando correcta-
mente. Dichos sistemas se auxilian de los _____
_____ de control para cumplir su
cometido.

planeación

dispositivos

39.- El control centralizado es el _____
de control que se lleva a cabo en áreas específi-
cas de una empresa. Así el control de presupues-
tos departamentales a cargo del staff de finanzas
es lo que constituiría un _____
_____.

sistema

control cen-
tralizado.

40.- El control personal es el que incluye el che-
queo y correcciones que realiza un supervisor a
un trabajador o grupo de ellos. Así el sistema -
de control que se realiza en áreas más específi-
cas y es de primera línea primordialmente es el
de control _____.

personal

41.- Los sistemas de _____
_____ y control _____ son --
los que se deben ejercer de acuerdo a las teorías
clásicas de la Administración. Es lógico pensar
que los datos así obtenidos fluyen hasta (los nive-
les superiores/los niveles más bajos) _____
_____.

control centralizado
personal

los niveles
superiores

42.- El tercer sistema es el auto-control. El in-
dividuo que instituye cambios en sus propios mé-
todos de trabajo con el fin de lograr mayor éxito
está practicando el _____.

auto-control

- 43.- La supervisión realizada por los niveles altos de la empresa sobre áreas extensas de trabajo es lo que implica un _____ control cen-
_____. El perfeccionamiento del tralizado
individuo debido a un supervisor que checa su -- control
trabajo constituye la meta a alcanzar del personal
_____. El deseo de supera --
ción personal, la automotivación y la iniciativa -
del individuo para ir perfeccionando sus méto --
dos de trabajo son consecuencia del _____ auto-control
_____.
- 44.- Desde el punto de vista de la Teoría y (uni- auto-control
dad anterior) el sistema de control mejor es el -
_____. Según la -
Teoría X que establece que el hombre es incapaz de lograr nada por sí mismo, sería necesario el uso de los controles _____ y centralizado
_____. personal
- 45.- Porque fomenta el sentido de responsabili- auto-control
dad y brinda una cierta libertad en la elección -
de los métodos de trabajo y estrategias a seguir el sistema de control ideal sería el _____

CONSECUENCIA DE LA APLICACION DE LOS SISTEMAS DE CONTROL

- 46.- El éxito de los _____ de con- sistemas
trol se basa, en que sean aceptados por los indi-
viduos a quienes se aplica. Por desgracia los -
estudios del comportamiento humano han demos-
trado que el hombre generalmente (acepta/recha-
za), _____ los sistemas de control. rechaza
- 47.- Los sistemas de control producen en el hom- rechazo
bre un rechazo que se traduce en un incumplí --
miento del deber. El _____ o
resistencia a dichos sistemas se debe general --
mente a las siguientes causas:
- 1) El control tiende a romper la ima -
gen propia de la persona.
 - 2) El no aceptar los objetivos de la --
empresa.
 - 3) La creencia de que los estándares -
exigidos son demasiado altos.

4) No gustarle que se asigne el control a determinados grupos de la organización.

48.- El hecho de que la mayoría de los reportes o informes de control, acusan sólo las deficiencias en la actuación de la persona, hacen que -- sean (aceptados/rechazados) _____ ya que tienden a _____ la imagen de la propia persona.

rechazados romper

49.- Ahora suponiendo que el individuo acepta el control como un medio para corregir sus deficiencias es necesario, además, que los objetivos de los sistemas de control le hagan sentir que valen la pena.

(sin respuesta)

50.- Así otra de las razones por las que se rechazan los sistemas de control es porque existe incompatibilidad entre los _____ de la persona y los de la organización.

objetivos

51.- Si un empleado siente que lo que le están exigiendo es demasiado para sus aptitudes o habilidades, puede deberse a que los _____ son muy altos y por ello (admite/no admite) _____ que se le controle.

estándares no admite

52.- Por ejemplo la fijación de volúmenes de venta a un vendedor basados en su desempeño anterior es más fácilmente (aceptada/rechazada) _____ que si se aplica un volumen estándar sin tener en cuenta la experiencia.

aceptada

53.- Se estableció que un individuo rechaza los _____ de control cuando no le gusta, que para tal efecto, hayan asignado a un determinado _____. Es de esperarse que un control ejercido por los mismos compañeros se (acepta/rechaza) _____ en tanto que un control proveniente de un staff de "afuera" sea aceptado/rechazado) _____.

sistemas grupo acepta rechazado

54.- Se han visto hasta ahora, las razones por las que se _____ un sistema de control, que trae como consecuencia un incumplimiento del deber. Un individuo no cumple con su _____ ante la percepción del peligro.

rechaza deber

55.- Cuando aquellos a quienes se aplica un sistema de control sienten que éste constituye una amenaza para ellos, se dice que hay _____.

percepción
del peligro

56.- La percepción del _____ nace cuando se insiste en el castigo en vez de la ayuda y del apoyo para alcanzar las metas y/o los _____ cuando existe falta de confianza en las relaciones entre superior y subordinado, personal staff y de línea, etc.

peligro

objetivos

57.- Las amenazas y castigos, así como la falta de confianza o comunicación entre los jefes y los _____ es lo que hace que aparezca la _____ y con ello la falta de _____ del deber.

subordinados
percepción
del peligro
cumplimiento

58.- Se puede concluir que los sistemas de control tienden a provocar y a acentuar la conducta que tratan de evitar que es la falta de _____ la razón de ello es que las presiones para cumplir con el deber en una atmósfera de falta de _____ en las relaciones y de castigos hacen percibir el _____.

cumplimiento
del deber

confianza
peligro

59.- Desgraciadamente la ausencia del peligro no garantiza el cumplimiento del _____. El cumplimiento del deber puede lograrse con sentido de dedicación a la causa.

deber

60.- Como ya vimos el objeto de todo control es lograr la determinación de un _____ o patrón para evaluar el trabajo. Entonces el éxito del control consiste en la determinación del nivel del estándar apropiado, ni muy alto porque puede ser inalcanzable y por ello _____ ni tan bajo que no se logran las metas y los _____ organizacionales.

estándar

rechazados

objetivos

61.- Sin embargo la reacción favorable del individuo no estará determinada por la meta-objetivo en sí sino por la percepción que de ella tenga de acuerdo a sus sentimientos, necesidades y actitudes de ahí que el estudio de las Ciencias del _____ humano son básicas en la administración.

comportamiento

62.- El cumplimiento del deber, según se dijo en el cuadro 59, se logra con sentido de _____ a la causa y ello se logra cuando el individuo logre la _____ de las metas u objetivos.

dedicación
percepción

63.- Mayor será la _____ a la causa cuando más compatibles sean las _____ u _____ de la empresa con los sentimientos, inquietudes, aspiraciones y necesidades del hombre que en ella trabaja.

dedicación
metas
objetivos

64.- Teniendo en mente estas ideas, se puede entrar al estudio de lo que está constituyendo el sistema de control moderno y que se basa en lograr una mayor _____ a alcanzar las metas y objetivos de la empresa. A este sistema se le conoce por sistema orgánico de control.

dedicación

65.- El sistema _____ de control viene siendo la forma de promover una mayor _____ a la causa de la empresa basado en la idea de que imponiendo a los demás determinados objetivos y normas atractivas se logra su aceptación.

orgánico
dedicación

66.- El establecimiento de los _____ y las _____ debe hacerse en base a una exploración conjunta y abierta de la realidad. -- Así la exposición y discusión de los criterios de la empresa para competir con éxito en cualquier ocasión son la base para el _____ de los objetivos y las normas.

objetivos
normas
establecimiento.

67.- Esto puede parecer engorroso y lento, pero se basan en la convicción de que el tiempo empleado en lograr la identificación de los objetivos, actividad propia de la función _____ estará compensado de sobra con el tiempo que se ahorrará en la solución de problemas posteriores.

planeación

68.- Así definidos en forma concreta y conjunta todos los objetivos, metas y normas a seguir y por haber sido determinados con el concurso de todos los miembros de la empresa, teniendo en cuenta todos los puntos de vista y sugerencias, - será (fácil/difícil) _____ poderse dedicar por entero a la causa.

fácil

69.- El sistema orgánico de control basado en -
lo antes expuesto tendría una aplicación -----
(igual/muy distinta) _____
a los sistemas convencionales, ya que si se ha lo
grado la entera _____ al logro
de los _____, lo primero, para-
realizar un _____ efectivo, será pro-
porcionar ayuda a los subsistemas (departamen-
tos) en su esfuerzo por alcanzar los niveles acor-
dados en común.

muy distinta

dedicación
objetivos
control

70.- La función de las unidades administrativas
en el sistema _____
será la de proporcionar a cada uno de los niveles
de la empresa la información relativa a su fun-
cionamiento para que pueda utilizarla a este fin.

organico de
control

71.- Así cada subsistema tendrá que dar cuenta
de sus actividades al sistema inmediato superior,
periódicamente indicando el desarrollo alcanzado,
la exposición de los problemas encontrados y de
los planes para resolverlos. Ello elimina la uti-
lización de grupos especiales de control que ha-
cen (más caro/más barato) _____
el control.

más caro

72.- Con ello también se evita en gran parte la
vigilancia directa, en el sentido estricto de la pa-
labra, ya que el problema no consiste en obtener
un cumplimiento pasivo, sino en capacitar a to-
das las secciones a lograr los _____
propuestos.

objetivos

73.- Así el sistema _____
_____, motiva al empleado a ir corri-
giendo sus errores y a ejercer sobre sí mismo un
_____ control de sus movimientos. El
auto-control es la mejor manera de responsabili-
zar al individuo y lograr el _____
de su deber y su mayor _____ a
tratar de alcanzar los objetivos de la empresa.

orgánico de
control

auto

cumplimiento
dedicación

74.- El _____-control desarrollado en ba-
se al estudio de situaciones particulares, produc-
to, a su vez de las necesidades e inquietudes del
individuo y que se ejerce por medio de informes
de subsistemas al sistema superior, a base de -
confianza y sinceridad es lo que constituye el --
_____ de control.

auto

sistema orgánico

CONTROL DE CANTIDADES

El controlar las cantidades es muy usual en la Industria de la Construcción. Conocida desde la planeación la cantidad de una obra determinada por unidad de tiempo (hora, día, mes) que se requiere producir es muy fácil utilizar esa cantidad planeada como estándar. A medida que se desarrolla la obra pueden irse afinando los estándares.

En el proceso de planeación se determina primero un estándar ideal o teórico, esto es la cantidad de obra que puede producirse con un 100% de eficiencia, luego se aplican factores producto de la experiencia para llegar al estándar práctico, o de otra manera, si se tienen datos estadísticos de obras anteriores con el mismo proceso productivo pueden tomarse estos datos para determinar los estándares reales o prácticos.

Establecidos los estándares por unidad de tiempo se procede a establecer los puntos de control; normalmente se van controlando las cantidades por lapsos acordes con el control contable de la obra. Así pueden establecerse controles diarios, semanales o mensuales.

La ventaja de ligar el control de cantidades a la contabilidad de costos es que se tendrán puntos de control iguales para cantidades y costos lo cual es muy útil puesto que la producción real en un determinado plazo junto con el costo real nos dará el costo por unidad de obra ejecutada que es un dato que interesa primordialmente al constructor.

Otra característica del control de cantidades es que los puntos de control son diferentes dependiendo del nivel jerárquico que toma decisiones usando el control. Así por ejemplo en una planta de agregados el jefe de la planta recibe un informe de producción por turno, el superintendente de pavimentación recibiría un informe condensado de producción semanal y el superintendente general este mismo informe pero mensual. Esto sucede desde luego si no hay desviaciones significativas. Si las hay el sistema de control debe ser capaz de alertar hasta un nivel que pueda tomar las decisiones que corrijan aquellas fallas del proceso que estaban provocando una falta de producción respecto a los estándares.

Esto se hace en diferentes formas. El superintendente de pavimentación puede por ejemplo decirle al jefe de la planta que debe avisarle si la producción de cualquier turno de 8 hrs. es inferior en 10% al estándar por turno. El superintendente general podrá enterarse si la producción semanal es 10% inferior al estándar semanal. Esto desde luego facilita la operación organizada de control.

Es muy común que al reporte de control se le añadan una serie de datos estadísticos que sirvan para tomar decisiones en caso de que exista alguna desviación.

Siguiendo el ejemplo de la planta de agregados el reporte debería contener aquellos datos que permitan conocer las causas de alguna posible desviación. Por ejemplo el número de horas paradas de la máquina por cualquier causa indicando dichas causas o no, demoras causadas por deficiencias en el suministro, deficiencias en el almacenamiento, fallas en el personal, etc.

Si todos estos datos se llevan a lo largo del trabajo esto permitirá que además de llevar el control y facilitarse las decisiones se pueda revisar periódicamente las causas de las demoras para poder, por ejemplo, replanear el proceso o si es conveniente, fijar estándares más altos en beneficio de la economía de la obra modificando el proceso completo, parte del proceso o simplemente aumentando el estándar en función de la experiencia acumulada si parece lo indicado.

En realidad el control es un proceso de retroalimentación, es decir, un sistema que toma muestras, las compara con el estándar y en caso de desviaciones significativas actúa sobre el proceso de producción para regresarlo a la producción planeada.

El reporte de control permite pues a los diferentes funcionarios que manejan el proceso tomar decisiones. Estas decisiones son de diferente tipo y podríamos dividir las en dos:

- a) Decisiones de Emergencia.
- b) Decisiones Preventivas.

Como ejemplo de decisiones de emergencia podría mencionarse el hecho de que una máquina trituradora tenga problemas mecánicos y esto origine una producción inferior al estándar. Otro ejemplo sería que una máquina se descomponga por rotura de una pieza. En estos casos la decisión inmediata será proceder a la reparación.

Como ejemplo de decisión preventiva puede mencionarse la siguiente: las horas perdidas por descompostura de una máquina, tienen tendencia a aumentar. Analizando la causa pueden presentarse varios casos:

- a) La máquina está fuera de la vida económica
- b) El mantenimiento es defectuoso
- c) La operación es defectuosa
- d) Algún mecanismo de la obra tiene un efecto importante

El atacar este problema y tomar decisiones respecto a él sería una decisión preventiva si se toma antes de que ésta causa de demora provoque que la producción quede abajo del estándar.

Es costumbre que para poder tomar estas acciones preventivas se usen cartas de control, que indiquen en forma gráfica y durante lapsos grandes las variaciones reales del comportamiento de la producción, demoras, etc.

CONTROL DE COSTOS

Este sistema de control es muy usual en lo que a construcción -- se refiere, ligado íntimamente al control de cantidades como ya se indicó.

Este control consiste en ordenar en diferentes cuentas los costos correspondientes a los insumos que se van utilizando en la obra.

El conjunto de estas cuentas se denomina catálogo de cuentas de costos, y pueden dividirse de acuerdo con las necesidades del control. Así por ejemplo puede llevarse una cuenta de costos para producción -- de agregados, otra cuenta de costos para elaboración de concreto asfáltico, una más para colocación de concreto revestido, etc., es usual que se subdividan estas cuentas de costos en sub cuentas, en función -- del tipo de insumo, así pues cada una de estas cuentas podría llevar -- las siguientes sub cuentas :

- a) Obra de Mano
- b) Materiales
- c) Maquinaria
- d) Acarreos
- e) Destajistas

El control de costos compara las cantidades erogadas por cada -- una de las cuentas y sub cuentas con las supuestas y cuando hay una -- desviación importante tomará una decisión para corregir esta desvia -- ción.

El estándar en el caso de control de costos puede elaborarse a -- base de presupuestos mensuales o, relacionando un control de cantida -- des con el de costos en base a los costos unitarios supuestos en la pla -- neación.

Así por ejemplo se puede presuponer cuánto se va a gastar en -- una determinada empresa por concepto de maquinaria para agregados, y usar esta cantidad como estándar y contra ella comparar el costo -- real. Puede también fijarse un costo unitario como estándar por m³ -- de agregado por ejemplo y con los datos reales de cantidades de costos dividiendo la cantidad erogada realmente en el mes entre la cantidad -- producida realmente en el mes en m³ tendríamos el costo unitario real que se compararía con un costo unitario supuesto. En ambos casos, -- si hay desviaciones se deberá contar con un mecanismo en la organiza -- ción de la obra que tome decisiones de inmediato para corregir las de -- ficiencias que presente el mecanismo de producción, con objeto de ha -- cer que el costo real sea igual o menor que un costo estimado.

La información del control de costos se puede presentar en base a listados que nos indican las cantidades realmente erogadas en cada una de las cuentas y sub cuentas, se puede presentar en gráficas, o pueden presentarse exclusivamente aquellos costos que se disparan del presupuesto (control por excepción).

Como se puede ver estas cuentas de costos pueden sofisticarse y pueden ampliarse hasta llegar a un control muy detallado. La experiencia en construcción indica que es muy difícil llegar a un gran detalle ya que normalmente en los datos de campo se originan errores que hacen inútil este control tan detallado. Es más frecuente que se tengan cuentas por actividades generales y en caso de tener que tomar una decisión se hace un análisis de detalle de esa cuenta particular dividiéndola con el criterio del ingeniero en sub cuentas.

La contabilidad de costos implica una buena organización contable de la obra, ya que esta contabilidad de costos deberá estar ligada a la contabilidad general de la empresa para que dé siempre datos reales.

Desde luego se deberán llevar cuentas de los costos directos, así como de indirectos y gastos generales de la empresa con objeto de tener siempre un panorama completo y tomar decisiones que conduzcan a la obra y a la empresa al objetivo cuantitativo predefinido.

Los estándares deben modificarse y revisarse continuamente, ya que es muy frecuente que haya variaciones en el proyecto en las cantidades de obra y en los métodos de construcción que evidentemente modifican el estándar.

Para llevar adecuadamente el control de costos es indispensable que el ingeniero que hace uso de este control tenga conocimientos básicos de contabilidad, lo que le permitirá interpretar adecuadamente los resultados de las diferentes cuentas que tiene que supervisar.

Existen diferentes métodos para llevar el control de costos, que usan desde sistemas manuales hasta computadoras electrónicas, en general el uso de computadoras está restringido a aquellas áreas de trabajo en donde se tenga una máquina cercana, ya que la transmisión de datos masivos por teléfono o radio no ha sido resuelta satisfactoriamente en México. Esto es muy importante ya que la información debe ser oportuna para que las decisiones que se tienen que tomar en base a esa información también lo sean.

CONTROL PRESUPUESTAL

El control presupuestal permite llevar el control de cantidades -- y costos al mismo tiempo, y desde luego permite tomar las decisio -- nes que se requieran tanto en el área de producción como en otras --- áreas tales como compras, manejo financiero, cobranzas, etc.

Para poder llevar un control presupuestal se requieren los si -- guientes requisitos.

Un sistema de planeación que permita la elaboración de un presu -- puesto completo que servirá de estándar para el control.

Un sistema idóneo de contabilidad y costos de la empresa.

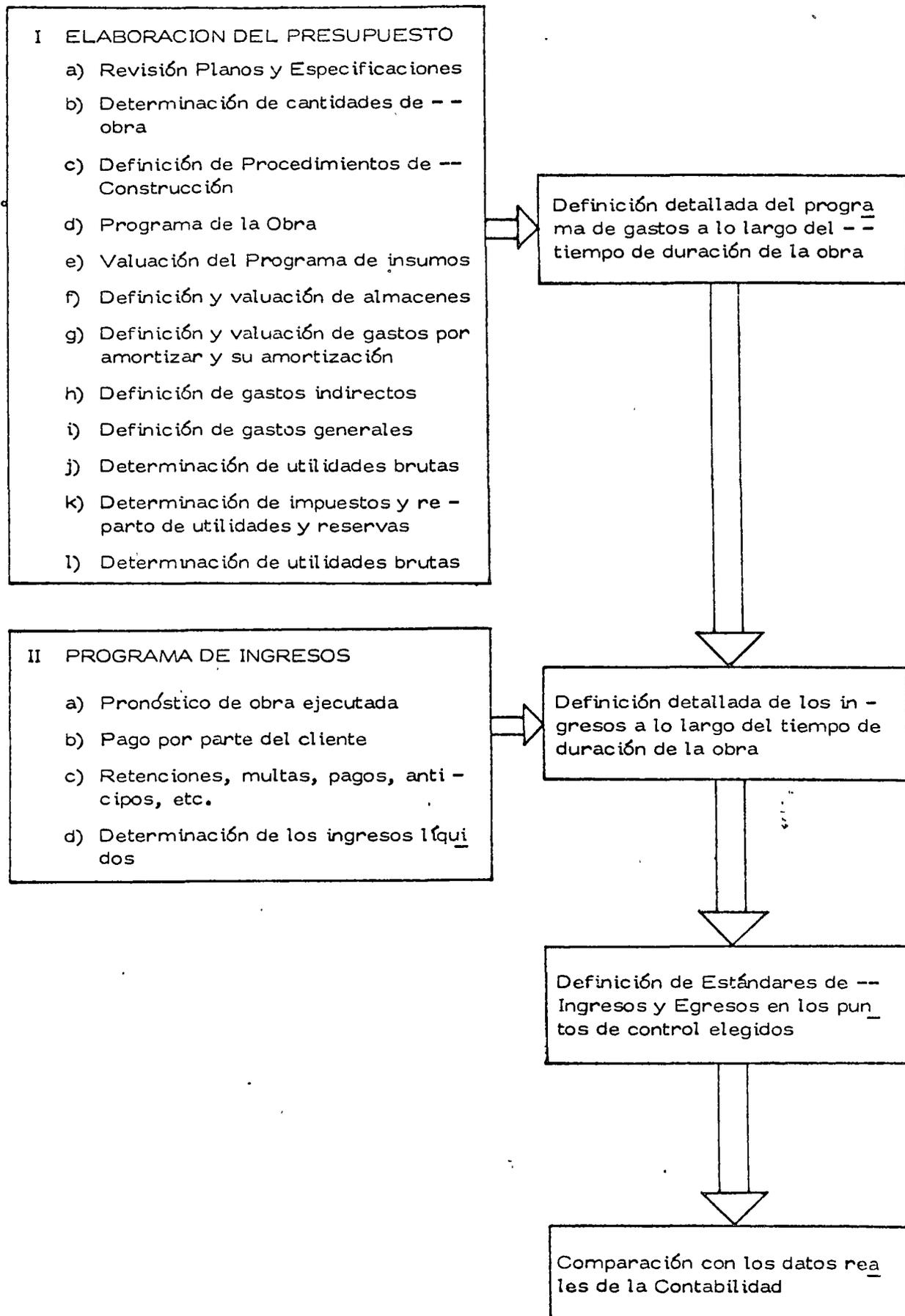
En general puede decirse que un sistema integrado de control -- presupuestal en una empresa de construcción tiene limitaciones e in -- convenientes que algunas veces anulan a las indudables ventajas que -- tiene el sistema.

Entre los inconvenientes que presenta pueden mencionarse :

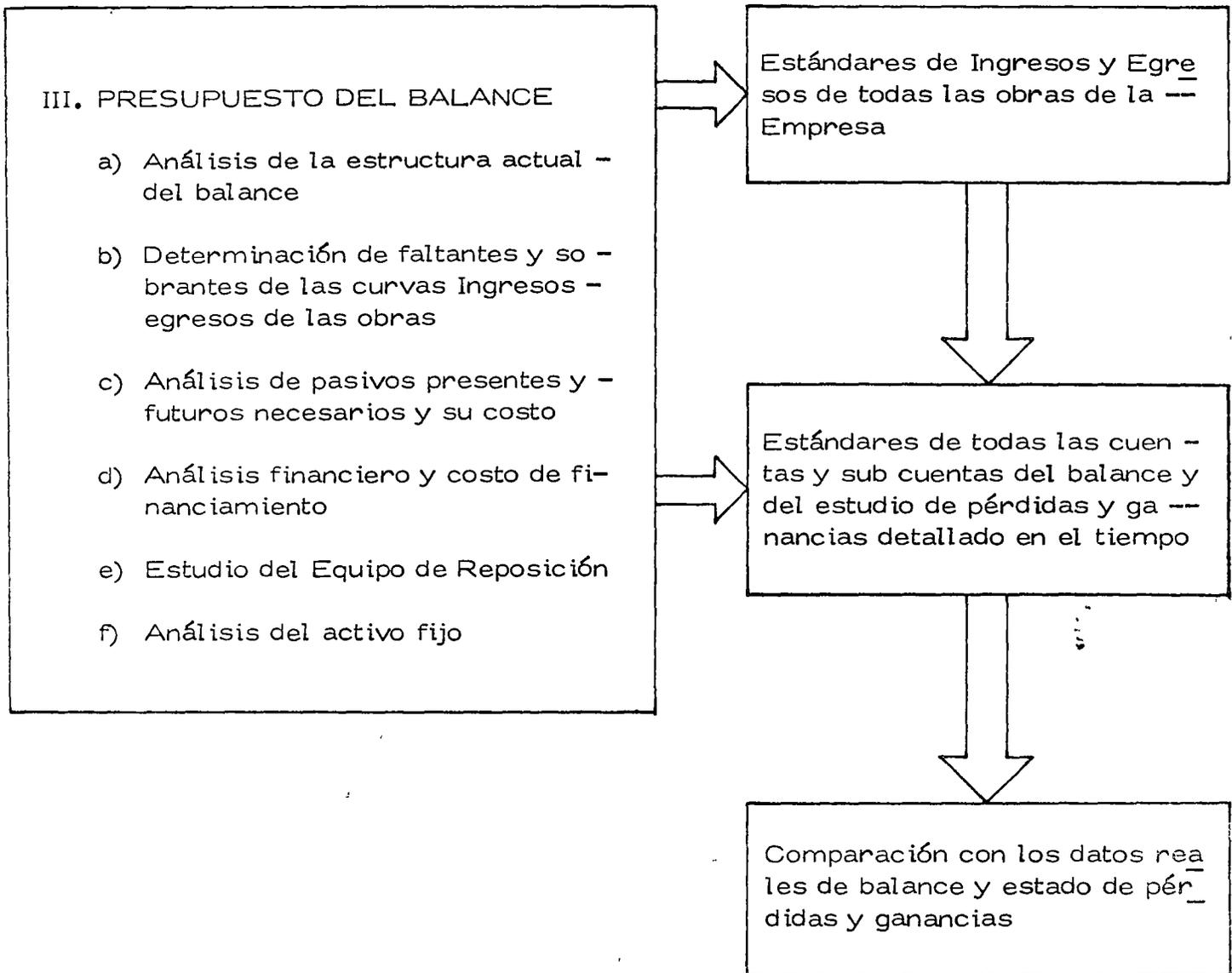
- a) Los presupuestos deben modificarse continuamente debido a las variaciones en programas y volúmenes que tienen la mayor parte de las obras de construcción en nuestro país.
- b) Al implantar el sistema no se deben esperar resultados -- completos a corto plazo.
- c) Existen obstáculos psicológicos importantes, pues el cam -- bio de sistema significa una modificación en los hábitos -- del personal.

Existen gran número de procedimientos diferentes para llevar el control presupuestal, desde sistemas que se operan manualmente has -- ta los que hacen uso de las computadoras.

El control presupuestal a nivel de obra podrfa definirse como si-
gue:



El control presupuestal a nivel de empresa podría esquematizarse así:



Como en los casos anteriores desviaciones significativas originan de inmediato decisiones correctivas.

CORRECCION DE DESVIACIONES

El establecimiento de los medios adecuados para corregir las desviaciones de los estándares es probablemente la etapa más importante de todo control.

Si el "aviso" no es oportuno y no llega rápidamente a la persona capaz de tomar las decisiones correctivas se pierden total o parcialmente las ventajas del control.

La empresa puede mejorar sistemas de construcción modificar su organización para definir mejor las funciones y responsabilidades de cada puesto, mejorando así la coordinación de sus actividades, o modificar los sistemas de dirección de la empresa, en función de los reportes de control debidamente evaluados.

Como consecuencia del control de costos, puede reducirse la inversión real y mejorar la rentabilidad de la obra, o aumentar los beneficios del contratista, generalmente muy por encima del gasto necesario para ejercer el control. Cuando la decisión para ejecutar una obra se ha basado en hipótesis falsas respecto a los costos, el control de éstos generalmente revela prontamente este hecho, permitiendo así una oportuna reevaluación y corrección de los planes. Por supuesto que el control de costos no puede corregir los defectos en los estimados de costos, pero la misma experiencia derivada del control permitirá realizar estimados cada vez mejores.

REQUISITOS DE UN SISTEMA DE CONTROL DE COSTOS, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA EMPRESA CONSTRUCTORA.

Los textos de administración señalan diversas exigencias para que un sistema de control opere adecuadamente. Se analizará cada una de ellas con referencia especial al control de los costos.

1. Los controles deben reflejar la naturaleza y las necesidades de la actividad. El sistema para controlar los costos de ingeniería de proyecto será indudablemente distinto del que se use para controlar los costos de construcción. Los sistemas e instrumentos adecuados para controlar los costos de construcción de una planta industrial son diferentes de los que deben usarse en la construcción de una presa. Los costos de operación y mantenimiento requieren

procedimientos de control especiales, y lo mismo puede decirse de los costos de producción en serie. Por lo tanto, los catálogos de cuentas de costos y los sistemas de información correspondientes tienen que diseñarse para las necesidades de cada empresa y las características de cada tipo de obras.

2. Los controles deben indicar rápidamente las desviaciones.
Ya se hizo notar anteriormente la importancia del "tiempo de respuesta" de un sistema de control. Los sistemas de contabilidad tradicionales generalmente tienen un tiempo de respuesta exageradamente largo; debido a que tienen que satisfacer diversos requisitos legales, además de servir para el control financiero de la empresa, deben ser meticulosamente exactos y reportar únicamente transacciones completamente terminadas y debidamente documentadas. Por lo tanto, su funcionamiento es lento y un tanto inflexible. El control de los costos requiere el establecimiento de un sistema de información más ágil y flexible, que permita conocer rápidamente las desviaciones de los planes y apreciar con igual rapidez los efectos de las medidas correctivas. El procesamiento electrónico de datos constituye una valiosa herramienta para lograr sistemas de control de respuesta rápida. Es importante, sin embargo, que exista una fuente de datos común para el sistema contable y el de control de costos, de tal manera que exista armonía y complementación entre ellos.
3. Los controles deben mirar hacia adelante. A este respecto debe también señalarse que los sistemas contables están generalmente orientados al pasado, es decir, tienen el carácter de registros de las transacciones realizadas en el pasado. Por lo tanto, se concluye como en el punto anterior, que es necesario establecer sistemas de control de costos orientados al futuro o lo que es lo mismo, capaces de predecir las consecuencias de las desviaciones de los planes. Los sistemas de programación y control de obras por redes de actividades constituyen instrumentos idóneos para proyectar hacia el futuro el efecto de las desviaciones presentes.
4. Los controles deben señalar las excepciones en los puntos estratégicos. Se hace referencia aquí al principio de control por excepción, según el cual el ejecutivo debe concentrar su atención en los casos de excepción, es decir, en aquéllos en que lo logrado se aparta de las normas o planes establecidos. Los sistemas de programación por ruta crítica, al señalar claramente la secuencia de actividades cuyo cumplimiento es crítico para la consecución de la meta pre-fijada, facilitan la identificación de los puntos estratégicos. Para poder apreciar las desviaciones significativas en los costos, es indispensable que los presupuestos-

y estimados de costo sean enteramente congruentes con el programa de obra aprobado y se elaboren mediante un análisis de las secuencias de operaciones por realizar. Podrá así advertirse fácilmente cuándo el costo se aparta en forma inconveniente del presupuesto y de los estándares prefijados.

5. Los controles deben ser objetivos. Es necesario subrayar aquí nuevamente la importancia de basar el control de costos en un buen estimado de costo. Sin él, la apreciación que pueda hacerse respecto a los costos observados en la obra se convierte en un proceso totalmente subjetivo y de escasa significación. Cuando el estimado de costo se integra con el programa de obra, de tal manera que se fija un costo directo para cada actividad, el control de costos adquiere máxima objetividad y oportunidad.
6. Los controles deben ser flexibles. Con frecuencia, diversas circunstancias fuera de control del ejecutivo hacen que se tenga que cambiar los planes. Los sistemas de control de costos deben poder adaptarse fácilmente a estos cambios sin perder su validez y utilidad. Sucede en ocasiones que al elaborar un programa por CPM, se pretende darle un carácter estático e inflexible, que lo hace obsoleto rápidamente, debido a que no se ha previsto su frecuente revisión y actualización, de acuerdo con los cambios impuestos por las circunstancias. Los estimados de costo deben mantenerse consecuentemente actualizados para que siempre señalen en forma realista las metas alcanzables.
7. Los controles deben reflejar el modelo de organización. En toda buena organización las responsabilidades de los diferentes niveles ejecutivos y de los diferentes puestos están perfectamente definidos. Es indispensable que los sistemas de control provean a cada ejecutivo de una información congruente con sus responsabilidades. Se infiere la necesidad de establecer reportes de costos adecuados a cada nivel administrativo. Así por ejemplo, el reporte que reciba el responsable de una fase de la obra será más detallado y más específico que el que reciba el superintendente general de la misma, y el que éste reciba, más detallado y menos general que el que se dé al gerente de la empresa constructora.
8. Los controles deben ser económicos. Deben distinguirse claramente el volumen de información y el valor de la información. Dar mayor número de datos no significa necesariamente mejorar la información; por el contrario, en muchas ocasiones el exceso de información provoca incertidumbre, indecisión e incapacidad para interpretar adecuadamente la gran cantidad de datos que se reciben. Por lo tanto, hay que establecer un equilibrio adecua-

do entre la cantidad de datos que conviene generar y el costo de procesarlos y distribuirlos para convertirlos en información utilizable. En general sólo debe proporcionarse la información indispensable para que cada ejecutivo pueda tomar las decisiones que le competen.

9. Los controles deben ser comprensibles. Los reportes de costos deben tener siempre una interpretación fácil y presentarse en forma inmediatamente utilizable. Resultan de poca utilidad los datos de costos que el ejecutivo deba todavía procesar y analizar para que adquieran significado.
10. Los controles deben indicar una acción correctiva. Ya se expresó anteriormente que si no hay acción correctiva no existe control. Por lo tanto, los informes de costos deben presentarse de tal manera que se puedan apreciar claramente las causas de las desviaciones, los responsables de las mismas y las medidas que puedan adoptarse para corregirlas.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

DE PAVIMENTOS

TEMA: METODOS DE DISEÑO EN
AEROPUERTOS.

PROF: ING. FEDERICO DOVALI RAMOS.

México, D. F., 28 de febrero de 1974.

METODO DE DISEÑO EN AEROPUERTOS

Para iniciar la descripción de los métodos de diseño para aeropuertos, conviene aclarar las diferencias de operación que estos pavimentos tienen con los de carreteras. Así se tiene:

1.- Canalización del tránsito de vehículos.- En las carreteras de 4 carriles, como máximo, en ambos sentidos, por las legislaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, esto con mayor significación en las carreteras montañosas.- Esta situación plantea una canalización del tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes transiten próximas a la orilla de los pavimentos. Esta situación también es válida en el caso de puentes, en donde como se sabe, la primera carga, en el sentido transversal, se ubica a 30 cms. de la guarnición. La canalización anterior provocaría que en el caso de un pavimento diferencial, el mayor espesor se ubique en las orillas de la carretera.

En el caso de aeropuertos la situación es diferente, ya que por las características de operación de las pistas y calles de rodaje, éstas son marcadas con pintura, y en algunas ocasiones con sistemas luminosos, a lo largo del eje de la vía. Esta condición sugiere que en el caso de aeropuertos, la canalización del tránsito se realice en el centro de la pista y de la calle de rodaje, lo cual provoca que si se diseñan pavimentos diferenciales, el mayor espesor del mismo se encuentra entre los 16 y los 18 m. centrales. En México

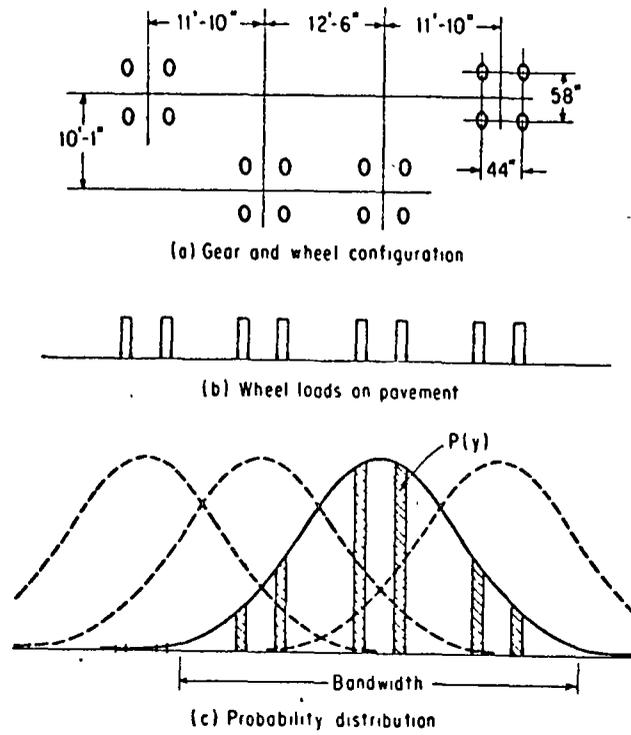
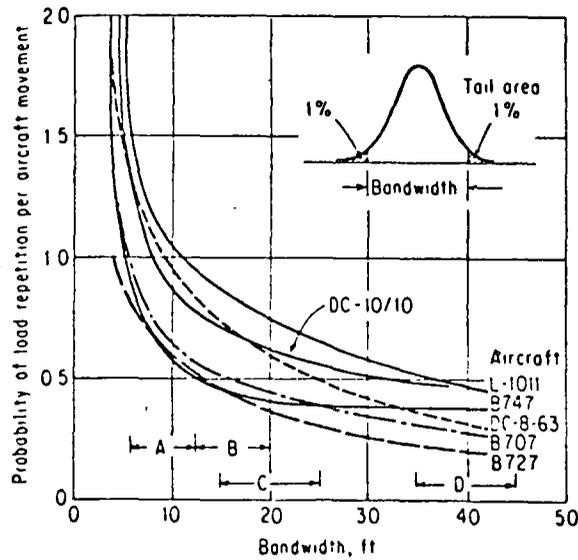


Fig. 8.14 Transverse probability distribution of wheel load—B747 aircraft.



- Band A Taxiway with centerline lights
- Band B Normal taxiing
- Band C Runway with centerline lights
- Band D Normal landing

Fig. 8.15 Transverse probability distribution of wheel load against width of wheel path.

así es como se proyectan los pavimentos, ya que si sabemos esta condición del tránsito, sería un desperdicio de recursos construir pavimentos completos, en el sentido transversal, en los anchos de las pistas actualmente en uso, que pueden ser hasta de 60 m.

2.- Intensidad de las cargas.- Los camiones más pesados que transitan en una carretera son del orden de 30 a 50 toneladas, con -- vehículos del tipo semi-trailer, los cuales, incluyendo las ruedas - del tractor, llegan a tener 18 llantas.

En aeropuertos un avión con el mismo peso, como por ejemplo el 727, el 737 ó el DC9, tienen únicamente 4 llantas principales y 2 auxi-
liares.

De lo anterior, se deduce que la intensidad de carga por rueda es muy superior en aeropuertos que en carreteras, máxime si consideramos - aviones tan pesados como el 747, cuyo peso máximo es de 330' toneladas y únicamente tiene 16 ruedas principales y 2 auxiliares.

3.- Frecuencia del tránsito.- En carreteras la separación entre un - vehículo y otro subsecuente dependerá de la propia geometría de la - carretera y de la velocidad de circulación. Así a velocidades bajas se puede tener un vehículo en lapsos menores de un segundo.

En los aeropuertos, por razones de control de tránsito aéreo, bajo - condiciones visuales, la separación máxima entre un avión precedente y uno subsecuente no puede ser inferior a la distancia que hay -

entre el umbral de aproximación de la pista y el punto en donde el avión precedente la desocupa, para el subsecuente, es decir, dependerá del número de calles de rodaje de salida que la pista tenga, de la velocidad de salida y de las condiciones meteorológicas de operación. Bajo condiciones de instrumentos, la separación mínima, se incrementa a 3 millas náuticas entre un avión y otro. Esta situación se presentará solamente bajo condiciones de intenso tránsito y en la mayoría de los aeropuertos mundiales, la separación es aún mucho mayor; por lo que en aeropuertos, la repetición de cargas llegará a ser, en condiciones extremas, de cada 30 segundos, pero podrán pasar varios minutos e inclusive hasta horas para que se presente una nueva carga.

4.- Pavimentos diferenciales en sentido longitudinal.- En carreteras a lo largo de la misma, el pavimento esta sujeto a la misma acción de las cargas, ya que independientemente de la velocidad, el peso del vehículo no cambia y solamente, para un vehículo en particular, se presentaría una reducción en el peso a lo largo de su trayecto, por el consumo de combustible, cuyo peso es despreciable con el del propio vehículo.

En aeropuertos, la operación de los vehículos se debe considerar bajo otras bases, ya que analizando un despegue, a medida que aumenta la velocidad, se empieza a generar sustentación en las alas las cuales empiezan a liberar el peso del avión sobre el tren de

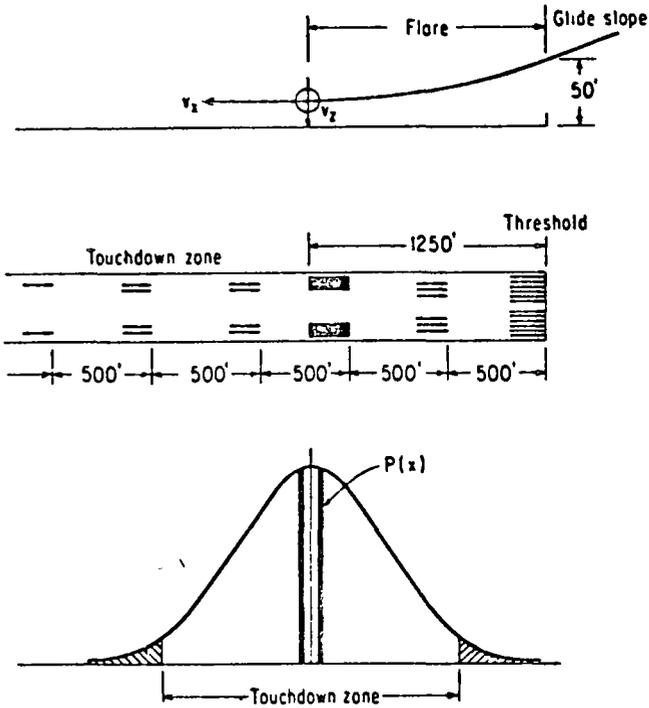


Fig. 8.16 Longitudinal distribution of wheel load.

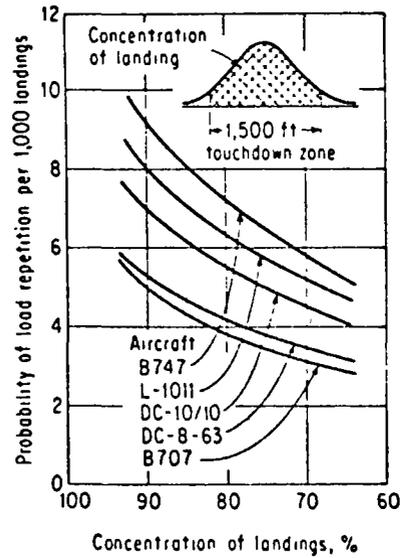


Fig. 8.17 Longitudinal probability distribution at touchdown.

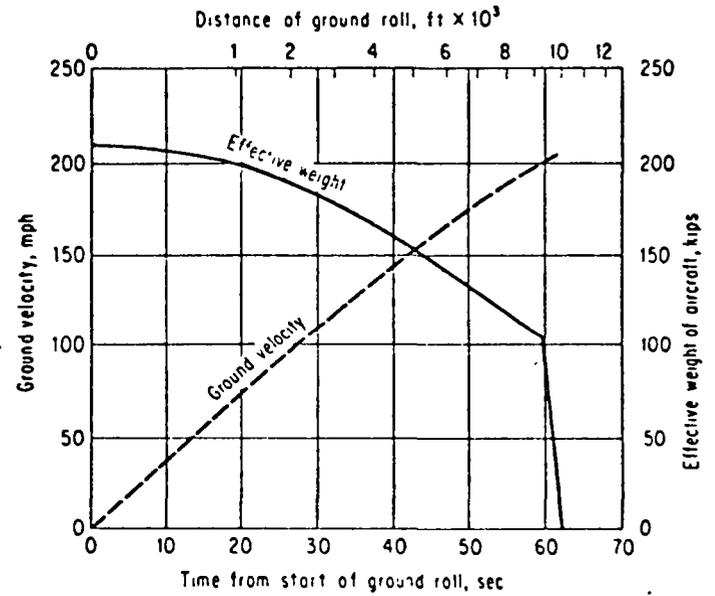


Fig. 8.3 Take-off of an aircraft.

nonelastic deformation, heat, noise and elastic rebound. The energy transfer results in permanent deformation of the substructure. By referring to Fig. 9, it can be seen that the kinetic energy increases greatly at the point of lift-off and the maximum kinetic energy has increased considerably since the days of the DC-3. It is recognized that lift increases with increasing velocity and reduces the effective mass force transfer to the pavement. An example of this relationship is shown in Fig. 10. Since the kinetic energy (*K.E.*) increases as

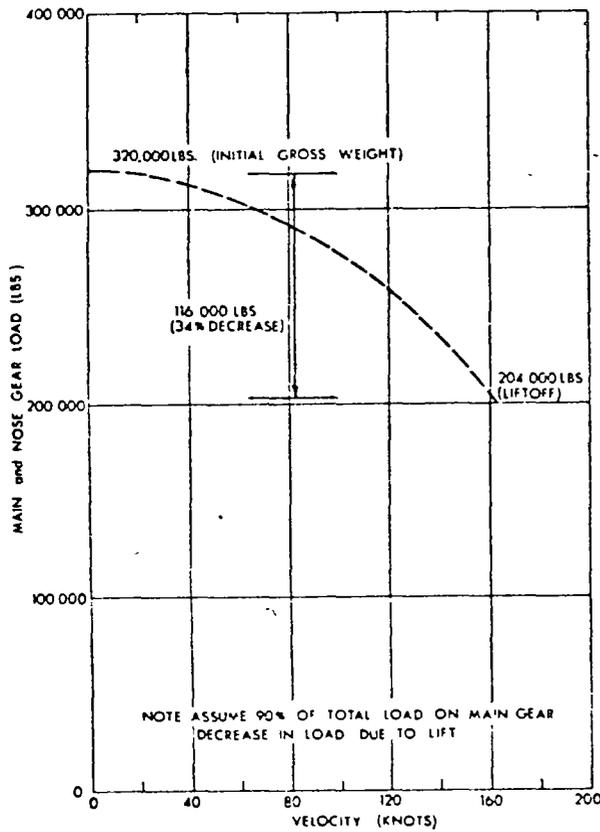


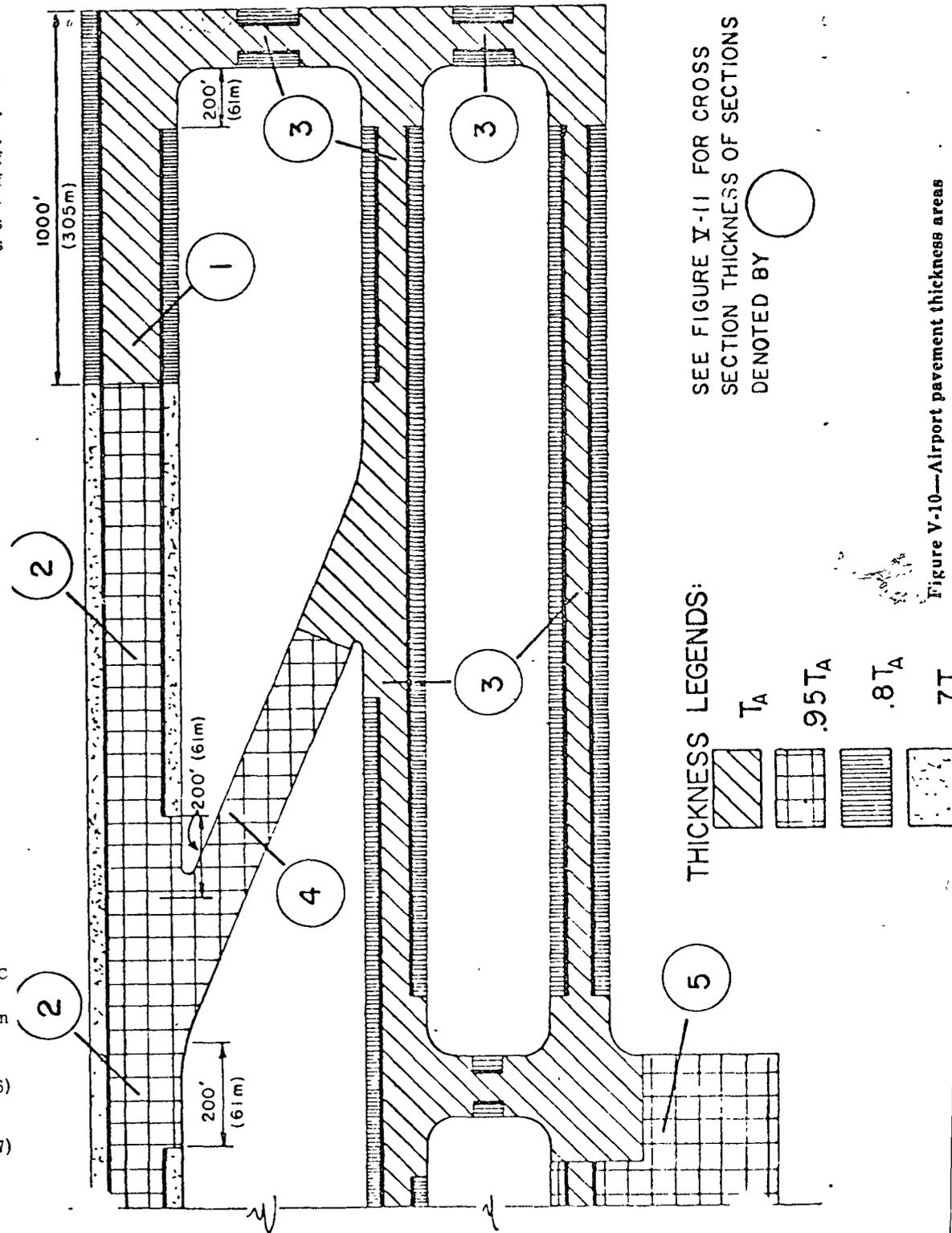
FIG. 10.—LOAD TRANSFER TO PAVEMENT DURING TAKEOFF—BOEING 707-300C

the square of velocity (v^2), the decrease in mass is greatly offset. This can be shown as follows using the data of Fig. 10

$$K.E. @ 250,000 \text{ lb} = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} \frac{(250,000)}{(32.2)} (196)^2 = 149,000,000 \text{ ft-lb} \dots (16)$$

$$K.E. @ 204,000 \text{ lb} = \frac{1}{2} \frac{(204,000)}{(32.2)} (270)^2 = 230,000,000 \text{ ft-lb} \dots (17)$$

Thus, for 8% decrease in the mass, the *K.E.* increased 55%.



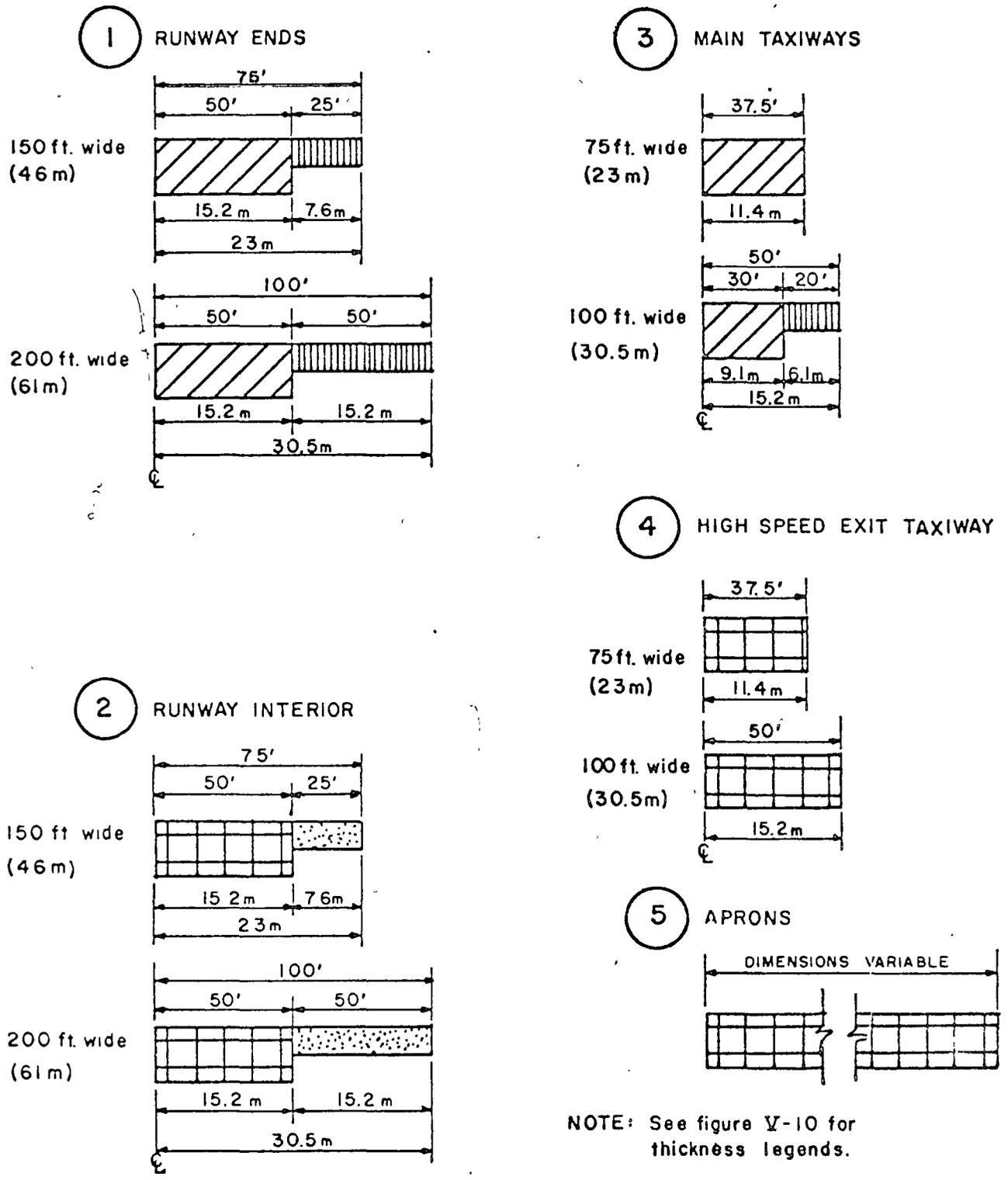


Figure V-11—Pavement area cross sections

aterrizaje y consecuentemente sobre el pavimento. Por lo anterior, se puede deducir que en aquellas pistas de aeropuertos que no son usadas como rodajes, es posible en el tramo central, (longitudinalmente) reducir el espesor de pavimento, ya que las cargas actuan-tes son menores que al inicio de la carreta. Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos y no afectan al diseño de pavimentos.

5.- Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento.- En trayectos muy largos y a velocidades uniformes los vehículos carre-teros pueden entrar en resonancia si se tienen alteraciones de la -- rugosidad en forma uniforme, como por ejemplo las juntas transversa-les en los pavimentos de concreto hidráulico. Esta resonancia que -- puede ser notoria ó no, la percibe el organismo del conductor y el -- cerebro, dentro de una caja de resonancia que es el cráneo, puede llegar a perder sensibilidad para efectos reflejos. En estudios sobre el tema, se ha encontrado que en algunos accidentes en carreteras -- este fenómeno puede ser importante; en consecuencia, las condicio-nes de rugosidad de la superficie de rodamiento para una carretera -- son aspectos que deben de tomarse en cuenta en forma severa, so--bre todo en pavimentos rígidos.

En aeropuertos la situación es totalmente diferente, ya que un vehícu-lo en particular es capaz de responder, para efectos de resonancia, a una cierta longitud de onda y a una frecuencia en particular de --

esa misma onda, dependiendo de la velocidad de la amplitud de la onda y de la resistencia de los amortiguadores. En el caso de los aviones modernos, en donde la base del tren de aterrizaje, llamando a esta -- distancia la que existe entre la rueda de nariz y el eje transversal -- que pasa por el centro de gravedad de los trenes principales medida a lo largo del fuselaje, es muy grande, el efecto de la rugosidad del pavimento puede tener dos efectos. Uno el de vibraciones aleatorias -- por efecto de la rugosidad, y otro de oscilación por efecto también de la rugosidad y/o del perfil de la pista. Vamos a analizar estos dos - efectos:

Aceptando que el vehículo responderá, dependiendo de su velocidad y de su masa a una cierta onda, la vibración se reflejará como primer- efecto nocivo en el tablero de instrumentos, llegando a impedir la lectura de los mismos; el segundo efecto será de molestia temporal a los pasajeros.

Por lo que se refiere a la oscilación del avión, que también seguirá - las mismas leyes de respuesta, el movimiento del tren de aterrizaje lo podremos asimilar a un movimiento armónico simple que combinado con la traslación del avión nos va a generar una cicloide compuesta con - tendencias a una curva senoide. Independientemente de la investiga ción del movimiento, el efecto en el avión es que, a oscilaciones ex- tremas el ángulo de ataque de las alas se cambia en forma arbitraria -

durante la carrera del despegue, provocando alteraciones en la generación de la sustentación y originando que la longitud de pista se incremente. Por las oscilaciones, el tren de nariz, puede llegar a despegarse totalmente y al regresar al pavimento, causar impactos de más del doble del peso estático. Además, en las simas, también se pueden presentar impactos en el tren principal, con un incremento del peso estático del orden del 65%. Finalmente se pueden producir en las cimbras del perfil, despegues falsos con el consiguiente regreso del -- avión al pavimento, generando esfuerzos y consecuentemente deformaciones adicionales a la estructura del pavimento.

6.- Condiciones de operación.- En cualquier vía terrestre es relativamente fácil modificar la circulación de vehículos, alternando la velocidad de los mismos, para efectuar reparaciones, atender accidentes ó efectuar trabajos de mantenimiento rutinario. En los aeropuertos no - es posible considerar esta posibilidad, ya que la velocidad de desplazamiento de los aviones dependerá de su peso y de las necesidades que se tengan de generación de sustentación ó enfrenamiento; por lo que no es simple realizar trabajos sobre un pavimento de un aeropuerto, que ya está en operación. Esta situación, obliga a pensar que - los pavimentos deben de ser concebidos pensando que por el deterioro que, por razones del tránsito de cargas ó por intemperismo, se -- tengan que realizar trabajos sobre ellos;

Landing Impact at Touchdown

Figure 8.4a shows the strut fully extended, with the "air" and the oil at the same pressure. Note that the oil is a few diameters above the orifice plate.

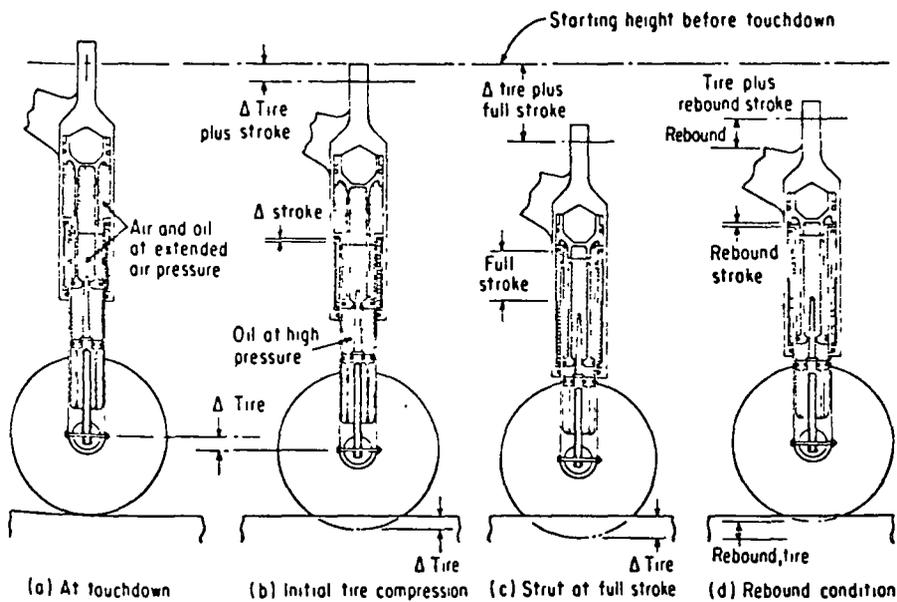


Fig. 8.4 Stages of touchdown of an aircraft.

affected similarly by a given runway roughness pattern. That is, for a given velocity over a given runway roughness pattern, aircraft of different sizes will respond in different ways. This response is dependent on the response frequency, (f , in cycles per sec) of the aircraft. In other words, with a given airplane, a velocity may be reached, either during takeoff or landing, which, combined with runway irregularities of a precise pattern, will create resonance between the airplane and the unevenness pattern. That is, a bump of given height and wave length will amplify the regular oscillatory up and down motion of the aircraft to the point of maximizing the cockpit acceleration to possibly undesirable levels. It has been shown by NASA studies that a narrow

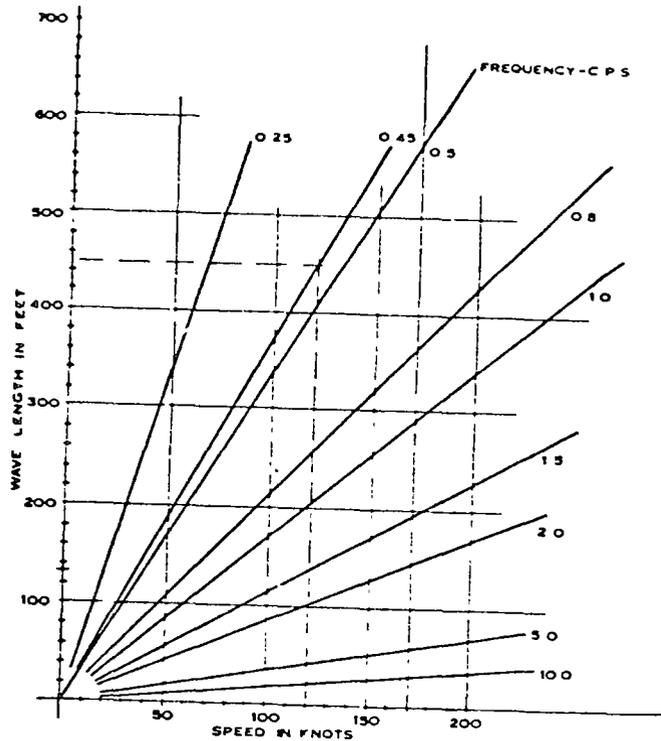


FIG. 2.—WAVE LENGTH VARIATION VERSUS SPEED FOR VARIOUS FREQUENCIES

range of frequencies will produce a particular aircraft's predominant response—i.e., the resonant response producing the maximum cockpit acceleration values.

The predominant response frequency is lower for heavier aircraft as shown by NASA data. This fact combined with increasing takeoff speeds has increased the range of bump spacings (wave lengths) of importance. This relationship is illustrated in Fig. 2 where, for a given velocity, wave lengths of importance increase as the response frequency decreases and for a given frequency the wave lengths increase with increasing velocity. Combinations of

wave length and speed on both sides of the narrow predominant frequency range will produce response but for a given wave length or speed only one combination will produce resonance. Predominant response frequencies vary from 2 cps to 3 cps for relatively light fighters to below 0.5 cps for the future generation of large jets.

At this point it is necessary to develop physical relationships between mass, speed, runway roughness based on the observed data of present aircraft and apply basic principles to predict the behavior of runway roughness on future aircraft and to predict the effect of future large moving loads on the runway, the latter consideration being of importance to pavement design.

APPLICATION OF SIMPLE HARMONIC MOTION

In the development of fundamental concepts applicable to all aircraft, it is important to understand the predominant response frequency-roughness relationship. An example follows:

A B-707-320 B is midway in a programmed takeoff. Its velocity is 120 knots and its assumed predominant response frequency is 0.45 cps.

$$V = 120 \text{ knots} = 138 \text{ mph} - 203 \text{ ft per sec}$$

Assume that at this point in the runway the unevenness pattern gives the airplane a vertical acceleration. The acceleration varies as indicated in Fig. 3.

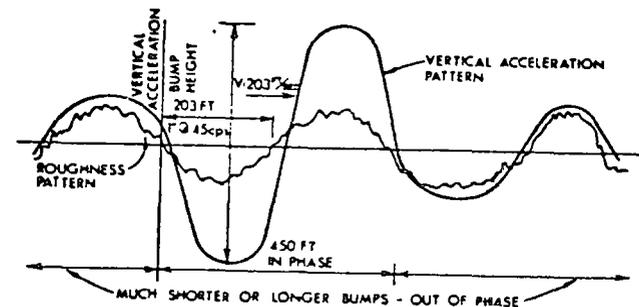


FIG. 3.—RELATIONSHIP OF VERTICAL ACCELERATION PATTERN TO ROUGHNESS PATTERN

Thus, in this assumed example, the airplane is in resonance with the runway roughness pattern for one cycle. That is, the unevenness pattern exactly coincides with the natural up and down motion the aircraft would take if on a perfectly flat surface if initially excited by one rough point. In 2.2 sec, the aircraft will travel 450 ft or one full roughness cycle. This may be verified by referring to Fig. 2. At the end of the cycle, another cycle will occur if the airplane has a velocity which puts it in resonance with the roughness pattern. The cause of the basic shape of a roughness pattern will be considered in another section. The vertical acceleration of the aircraft is magnified during this cycle, and usually dampened to uncritical levels when out of phase with the roughness pattern.

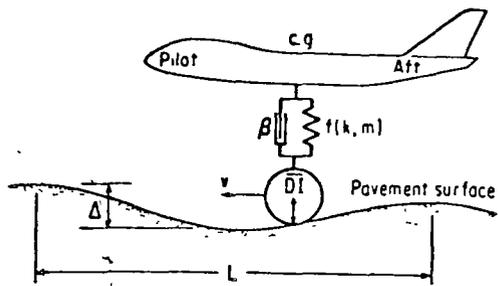
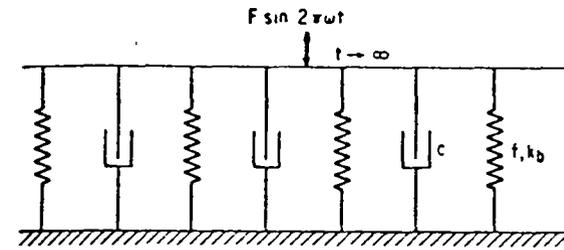
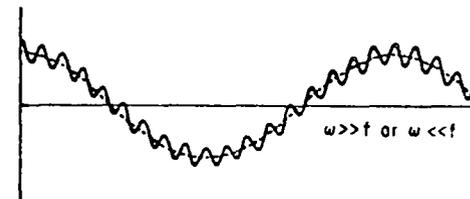


Fig. 9.1 Simplest model of aircraft vibration.

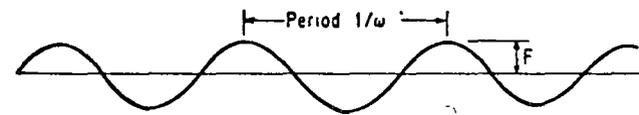


(a) Characteristics of vibration system

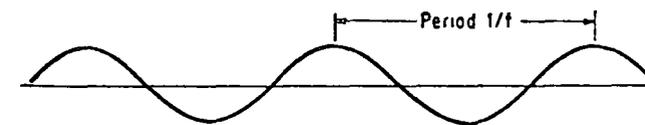


(b) Deflection of response system

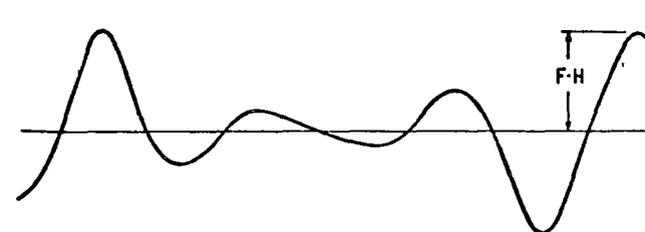
Fig. 9.3 Systems of steady state of vibration.



(a) Characteristics of forcing functions



(b) Characteristics of response functions



(c) Dynamic response of forced vibration

Fig. 9.4 Steady state of forced vibration.

ya que en este momento la pista debe cancelarse a operaciones y en consecuencia, si el aeropuerto tiene una sola, se tendrán clausuradas las operaciones por el tiempo que duren los trabajos. Es por ello que en los aeropuertos en donde se pronostica un incremento importante en las operaciones aeronáuticas, los pavimentos quedan en primera etapa sobre-diseñados, e inclusive en muchas ocasiones, de concreto hidráulico, para estar en posibilidad de aceptar este incremento de demanda sin necesidad de efectuar trabajos posteriores y que afecten la regularidad de las operaciones o que se reduzcan los márgenes de seguridad.

MÉTODOS DE DISEÑO.

Al igual que en carreteras existen, disponibles para los ingenieros, numerosos métodos de diseño para los pavimentos. Vamos a describir en forma somera, los diferentes métodos más usados.

A.- Pavimentos Flexibles.

1.- Método del valor relativo soporte.- Este procedimiento es el más conocido en todo el mundo y a su vez, es el más utilizado de los empíricos y semiempíricos. El fundamento del procedimiento está apoyado en la prueba desarrollada por el Departamento de Carreteras del Estado de California, conocida como California Bearing Ratio ó simplemente -- CBR, y en español como Valor Relativo de Soporte ó simplemente VRS.- La prueba pretende medir las características resistentes de un suelo al esfuerzo cortante simple por penetración. Aunque el método fue desa-

rollado para carreteras, y en su oportunidad abandonado para el mismo, durante los principios de la Segunda Guerra Mundial, el cuerpo de ingenieros del ejército de los EE.UU, lo actualizó para el peso de los aviones de aquella época y posteriormente, se ha estado perfeccionando incluyendo consideraciones sobre granulometría y pruebas de los límites de Atterberg. A la fecha se tienen gráficas para aviones de pesos muy superiores a los originalmente considerados.

2.- Método de la Marina.- Este método, desarrollado por los ingenieros civiles de la Marina de los Estados Unidos, introduce un perfeccionamiento a las teorías de Boussineq, considerando que el suelo está formado por un sistema de capas estratificadas. El método se complementa con un análisis de deformaciones del suelo, tomando en cuenta la conversión, de una carga aplicada en una placa rígida a una llanta flexible.

3.- Método Canadiense.- Este método se apoya también en evaluaciones derivadas de pruebas de placa, concibiendo al conjunto pavimento como un sistema de capas múltiples y convirtiéndolo como equivalente a un sistema de dos capas. Utiliza como base importante, las deformaciones obtenidas de el rebote elástico de la viga Benkelman, considerando que esta deformación es una función de la capacidad resistente del sistema.

4.- Método de la FAA.- Desarrollado por la Administración Federal de Aviación de los Estados Unidos de América, se apoya básicamente en un análisis granulométrico de los materiales, con correlaciones de Atterberg y

considerando, con criterio, las condiciones de drenaje del cuerpo del pavimento y la eventualidad de que el mismo esté sujeto o no a fenómenos de congelamiento.

5.- Método del número de clasificación de cargas.- Desarrollado en Inglaterra, desde los inicios de la Segunda Guerra Mundial, se fundamenta en condiciones de deformación obtenidas a través de pruebas de placa, midiendo los efectos que las repeticiones de carga, con diferentes valores de la misma, pueden afectar al conjunto. Tiene la particularidad de que calculando los esfuerzos que provoca un tren de aterrizaje en particular, se puede determinar la posibilidad de que un avión opere en un cierto pavimento y la frecuencia estimada de repeticiones de carga, antes de que el pavimento empiece a incrementar sus costos de mantenimiento, o bien, se recorte su vida económica útil. Mediante el mismo procedimiento, es factible evaluar pavimentos ya construídos y determinar su futuro en función de las operaciones.

6.- Método del Instituto del Asfalto.- Recientemente se ha retitulado este procedimiento como un pavimento integral, denominándose en inglés -- "Full-Depth". Considera que en cualquier posición del pavimento se presentan dos deformaciones elásticas críticas, una de tensión en la parte inferior de la carpeta asfáltica y otra vertical de compresión en la parte superior de la subrasante. Además, el método está concebido para convertir las deformaciones provocadas por la mezcla de aviones en su equivalente provocados por un avión de referencia que es el DC8-63F a su --

peso máximo estructural. Es decir, dependiendo de las deformaciones de cada avión, éstas se convierten a las que produciría el avión de comparación.

B.- Pavimentos Rígidos.

7.- Método de la Portland Cement Association.- Tanto este método como el del Cuerpo de Ingenieros, para pavimentos rígidos, consideran válidas las teorías del Dr. Westergaard para la distribución de una carga estática aplicada en una superficie circular sobre una losa elástica homogénea, e isotrópica, la cual se apoya sobre un material elástico. Se han analizado diferentes condiciones del material de apoyo de la losa y a la fecha se aceptan tres posibilidades: Que el material sea un líquido denso, que sea un sólido elástico semi-infinito o bien, que sea un sólido elástico de espesor finito. Las ecuaciones teóricas para el diseño con estas posibilidades, implican una severa complicación matemática para su uso rutinario, por lo que se hacen simplificaciones auxiliadas, en la actualidad, con programa de computadora que permiten desarrollos más precisos sobre la optimización de los análisis para el diseño.

8.- Método del Cuerpo de Ingenieros para pavimentos rígidos.- Como se mencionó, este procedimiento al igual que el de la PCA está apoyado en las consideraciones teóricas del Dr. Westergaard, modificándolos en función de pruebas reales de tránsito acelerado de cargas y considerando diferentes factores de seguridad que los usados por la PCA.

En términos generales, los métodos anteriores son los más conocidos en -

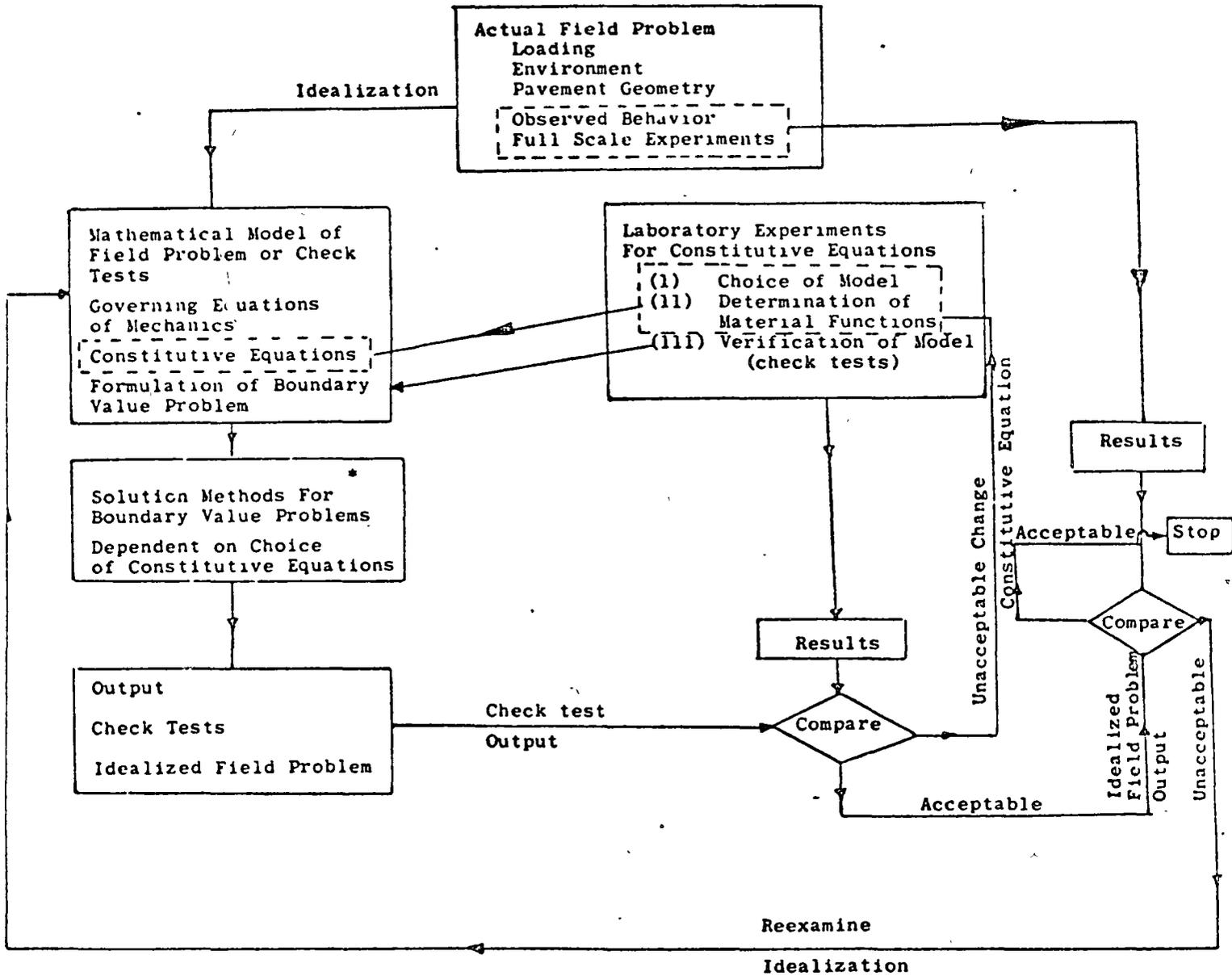
nuestro medio, pudiendo mencionarse que se utilizan básicamente los siguientes: Para pavimentos flexibles.- El método del Cuerpo de Ingenieros y el LCN. Para pavimentos rígidos.- El del Cuerpo de Ingenieros, el LCN y el de la PCA. Cabe hacer la aclaración que el método del LCN se usa primordialmente para evaluación de pavimentos ya construídos.

Vamos a describir un poco más en detalle alguno de estos métodos.

Considerando que los métodos tradicionales son bastante conocidos en el medio, vamos a explicar los conceptos y teorías que recientemente se han desarrollado, aunque no necesariamente impliquen un método en particular.

En la actualidad se acepta que un pavimento es una estructura compleja que está sujeta a muy diversas combinaciones de carga y que debe trabajar bajo una gran variedad de condiciones. Así las características de los materiales plantean una interrogación altamente complicada con el comportamiento del pavimento en conjunto, por lo que la solución debe analizarse dentro de un marco coordinado. Algunos autores consideran que la aplicación de los conceptos básicos de la Ingeniería de Sistemas, puede ser una herramienta útil para comprender el mecanismo de un pavimento.

Lo anterior es válido si aceptamos que un sistema es algo del cual se obtiene un producto a través de un proceso de operación; así es común aceptar que se tiene una alimentación, de la cual se deriva un producto y a su conjunto se le llama el Sistema. Ahora bien, el término de Ingeniería de Sistemas se usa para describir la aproximación integrada a una síntesis del -



* The Solution Methods involve Iterative Techniques for Nonlinear Constitutive Equations

FIGURE 2 DEVELOPMENT OF A MODEL FOR DETERMINING PRIMARY RESPONSE

sistema en conjunto, el cual está diseñado para desarrollar diversas tareas de la manera más eficiente posible.

Tomando en cuenta estas consideraciones, aplicandolo a pavimentos, la -- alimentación de un sistema incluye ciertas variables como la variación de las cargas, condiciones ambientales, problemas de construcción, mantenimiento durante la operación, etc. Además se tendrán restricciones por ca racterísticas físicas, tales como la geometría del pavimento. La respues- ta del sistema, involucra el comportamiento físico del conjunto cuando está sometido a las variables de alimentación; así se tendrán deformaciones, es- fuerzos, posibilidades de recuperación, etc., además de efectos posterio- res como distorciones, ruptura o desintegración. La eficiencia del produc- to se podrá medir en función del nivel de respuesta que se tenga a la ac- ción de la alimentación y la posibilidad de que el sistema continúe o no - aceptando nuevas solicitudes, y naturalmente comparándolo contra el cos to de construcción y el de mantenimiento.

Como cualquier sistema, es necesario prefijar de antemano las característi- cas de las variables de alimentación, así como las eventuales restricciones, para el diseño del sistema y para la producción. Es necesario incluir fac- tores complementarios como costo final, posibilidades de construcción por - etapas en función de la demanda, características de la superficie de roda-- miento, permanencia, etc. Asimismo, como en cualquier sistema, el proce- so de retroalimentación es básico, ya que si en la actualidad se tienen pavi- mentos muy eficientes se debe precisamente a la retroalimentación; y como -

consecuencia, a un conocimiento más claro de la interacción, dentro del sistema de la producción y la alimentación.

Se presentan, sin embargo problemas que restringen severamente el conocimiento de la interacción mencionada anteriormente, ya que no se ha podido identificar claramente lo que se puede interpretar como la falla de un pavimento a partir del pronóstico de su nivel de servicios. Es decir, sin necesidad de llegar a una destrucción total, se requiere conocer cuando el nivel de servicio es inadecuado, bien por deformaciones o por fatiga, y el pavimento ya no satisface los requerimientos de las solicitudes a las que se ve planteado. Es posible desarrollar ecuaciones que, en función del tiempo, involucran factores como los de seguridad, costos, condiciones de textura, fallas aisladas, etc.; sin embargo subsiste el problema de apreciar en forma razonablemente precisa, cuando el pavimento se considera fallado.

Lo anterior ha planteado problemas severos en la aplicación de los diferentes métodos de diseño, ya que tendremos la duda sobre el número de cargas que nuestro pavimento podrá aceptar en un período de tiempo determinado, - tomando en cuenta naturalmente el costo, ya que, podremos diseñar un pavimento muy bueno que soporte muchas cargas pero con un costo tal que resulta antieconómico; o bien, un pavimento muy modesto, muy barato que se destruya en un plazo muy corto y que haya necesidad de reconstruir, planteamiento que también es antieconómico.

Vamos a presentar con cierto detalle, tres métodos que son los más conocidos en nuestro medio y comparándolos con algunos de los métodos más re-

cientes y que aún no están suficientemente experimentados.

1.- Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército para pavimentos flexibles.-

Como se mencionó anteriormente, este método está apoyado en la prueba de valor relativo de soporte. Como se sabe esta prueba fue desarrollada para carreteras y utilizando originalmente cargas de 9000 libras. Posteriormente se consideró que por efectos de canalización la carga de carreteras podría ser equivalente a 12000 libras para un avión. En su oportunidad, y efectuando mediciones y correlaciones entre los esfuerzos que se producen a diferentes profundidades y con diferentes cargas, se pudo extrapolar los valores relativos de soporte mínimos antes del esfuerzo de falla total. Finalmente se construyeron las gráficas que actualmente se conocen, en donde para diferentes cargas y con los valores relativos de soporte de cada material se puede calcular el espesor necesario arriba del material en cuestión, para que no se presente un esfuerzo de falla por la acción de la carga.

Haciendo una similitud burda, el procedimiento descrito anteriormente se asemeja a una cimentación común y corriente de superficie, es decir presuponiendo una distribución de esfuerzos uniforme entre las capas, se debe de proporcionar un espesor tal que el esfuerzo resistente en cualquier nivel sea superior al esfuerzo producido.

Los principales defectos de este método son obvios, ya que si bien nos estamos apoyando en una prueba mecánica, ésta no es muy representativa de el sistema de trabajo del conjunto, además se presupone una característica uniforme de los materiales en cada capa, es decir, que la sub-base, la -

much more channelized, it was reasoned that the 9,000-lb truck wheel load was equivalent to a 12,000-lb aircraft wheel load. Thus, Curve A (Fig. 12-3) was assumed to represent a 12,000 lb aircraft wheel load.

At the time the CBR procedure was first adopted by the Corps of Engineers, aircraft tire pressures were on the order of 60 lb per sq in.

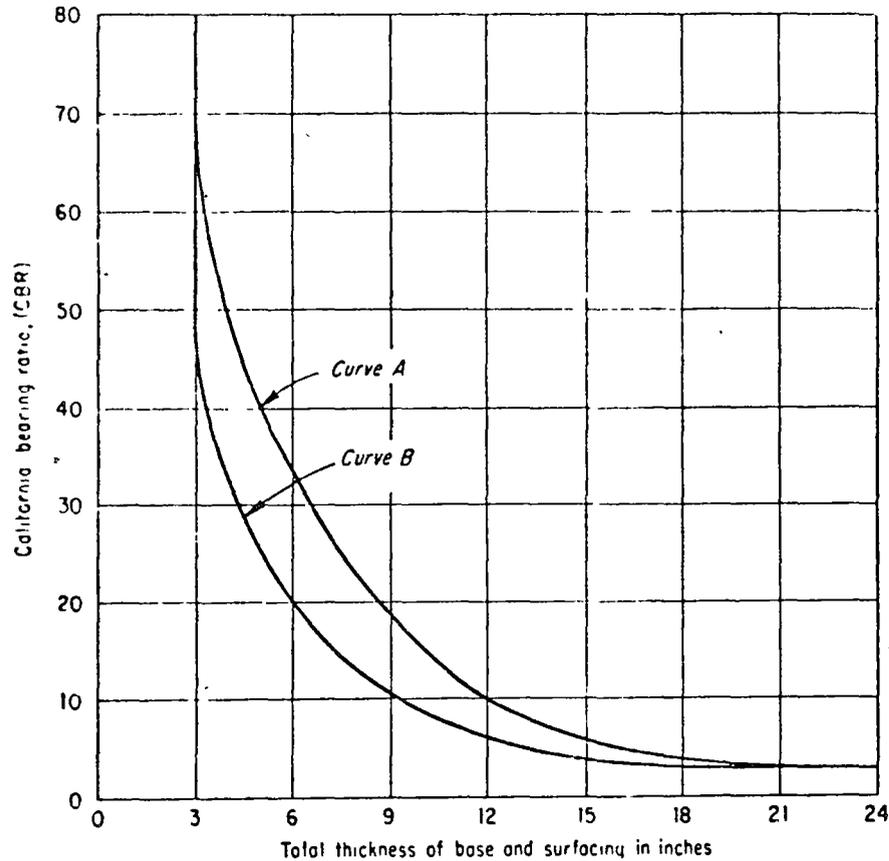


FIG. 12-3. Total Thickness of Base and Surfacing in Relation to CBR Values (COURTESY Corps of Engineers)

and single wheel loads ranged from 25,000 to 70,000 lb. Because of the war emergency program, an attempt was made to utilize soil mechanics theory to extrapolate from the 12,000-lb wheel load to the larger loads. The following procedure was used.

With a contact pressure of 60 psi, contact areas were computed for 12,000-, 25,000-, 40,000-, and 70,000-lb wheel loads. It was assumed that the contact areas were circular. Shear stresses were then computed

as shown in Fig. 12-4. The thickness of the pavement structure corresponding to CBRs of 3, 5, 7, and 10 on Curve A (Fig. 12-3) were spotted on the shear stress curve for the 12,000-lb wheel load, and the corresponding stresses were noted (e.g., 5 psi for a CBR of 3). These stress values were located on the curves for the 25,000-, 40,000-, and 70,000-lb wheel loads, and the corresponding depths noted. The depths, which represent thicknesses, were then plotted on a graph of thickness versus CBR, and a chart similar to the one shown in Fig. 12-5 was developed.

From a strictly theoretical point of view, the conditions assumed in the calculations have several limitations. One such limitation is the

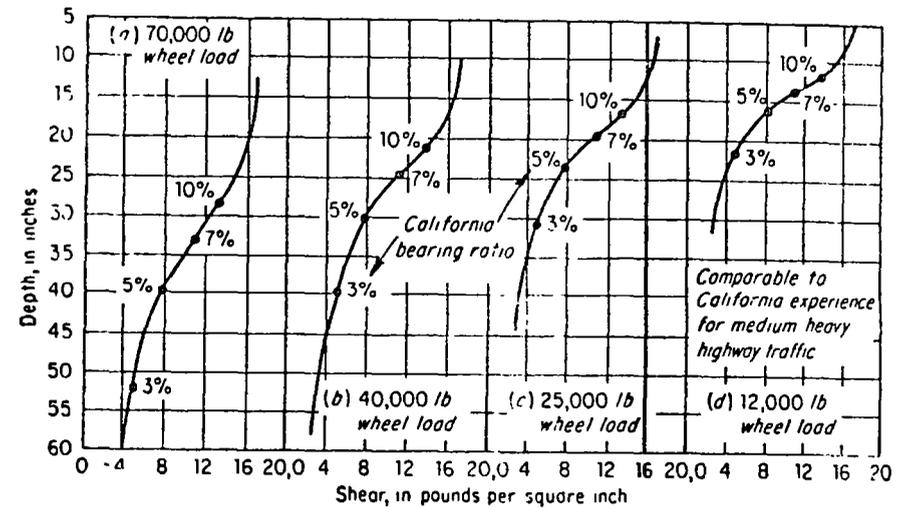


FIG. 12-4. Extrapolation of Highway Pavement Thickness by the Elastic Theory (COURTESY Corps of Engineers.)

assumption of a homogeneous mass for the pavement structure. Nevertheless the analysis was a good beginning and proved to be in substantial agreement with the thicknesses developed later from full-scale test tracks.

Concurrent with the theoretical approach, a comprehensive investigational program involving the construction of a number of full-scale test tracks was initiated. The results of these investigations indicated that the curves established from theoretical considerations appeared to be conservative for the higher CBR values, and for the heavier wheel loads they were not sufficient for the lower CBR values. Accordingly, the basic curves shown in Fig. 12-5 were adjusted to reflect the results of the investigational program.

Thus far the discussion has been confined to single-wheel loads. During the greater part of World War II, heavy bombardment craft

were supported by two main landing gear, each gear consisting of a single wheel. Toward the end of the war, the B-29 entered into service. Its landing gear consisted of dual wheels spaced 37 ft in center to center. The introduction of the B-29 required an analysis of the effect of dual wheels on pavement thickness and the development of appropriate thickness charts to reflect the new type of landing gear.

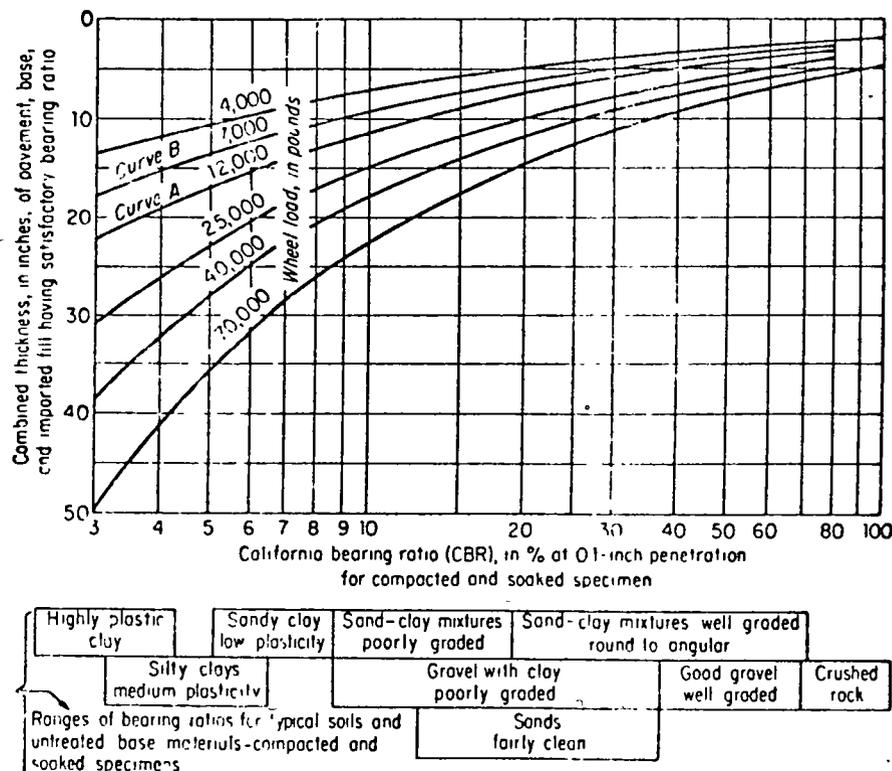


FIG. 12-5 Tentative Design of Foundations for Flexible Pavements (COURTESY, Corps of Engineers.)

The multiple-wheel landing gear charts were developed as follows: Fig. 12-6 is a schematic diagram of vertical stress transmitted by a B-29 landing gear on a thin and thick flexible pavement. The total load on the dual-wheel assembly is 60,000 or 30,000 lb on each tire. When the pavement is thin, the two wheels of the assembly will stress the subgrade as independent 30,000-lb units, with little or no overlapping of stresses. In a very thick pavement, the stresses from each tire overlap considerably and for all practical purposes would be the same as those induced by a single 60,000-lb wheel load. For intermediate thicknesses, the

base y la carpeta, tengan un módulo de elasticidad igual en todo su espesor.

El método es aún más conflictivo, cuando en lugar de cargas aisladas tenemos trenes de aterrizaje múltiples cuya separación entre llantas es lo suficientemente cercana para que se presenten traslapes en los esfuerzos producidos. La solución para este problema se resolvió inventando lo que se llama la rueda simple equivalente, es decir una rueda ideal que actuando con la misma presión de inflado que las llantas reales produce las mismas deformaciones que el tren en conjunto. De mediciones experimentales se encontró que a una profundidad igual a la mitad de la distancia que existe entre las huellas de las llantas, no se presentaban efectos combinados de las llantas, es decir, la rueda equivalente era igual al peso de cada una de las ruedas reales; a una profundidad del doble de la distancia transversal entre los ejes de las ruedas, para trenes dobles y el doble de la distancia diagonal en un tren Doble-Tandem, la rueda equivalente era igual a la suma de las cargas del tren real. Entre estas dos fronteras se encontró que el logaritmo de la rueda equivalente es función directa del logaritmo de la profundidad.

Con las investigaciones anteriores fue posible desarrollar gráficas para cualquier tipo de tren de aterrizaje, aceptando como válido las teorías de este método.

Aún cuando se mencionó anteriormente que este método tiene varios defectos, tenemos que reconocer que es el más usado, con diversas modificaciones, en

applied to such an arrangement of wheels by making the distance S the diagonal distance between the center of the two tires, as shown in Fig. 12-9.

In order to obtain the pavement thickness for a dual in-tandem assembly, plot two points on the single-wheel curve and connect them with a straight line as before. The coordinates of the two points are $(d/2, P)$ and $(2S, 4P)$.

The procedure for determining thickness of pavement structure for multiple-wheel assemblies was reanalyzed by the Corps of Engineers in 1954. The results of the reanalysis indicated that the first procedure yielded thicknesses that were slightly on the unconservative side. Since the thicknesses derived from the application of the two procedures were

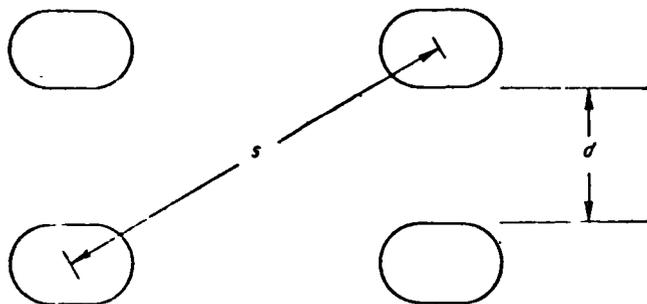


FIG. 12-9. Dual-in-tandem Landing Gear Assembly

nearly the same, the earlier method was considered reliable. The later method is briefly described in the text which follows.

A key element in the original development was the assumption that the relationship between thickness and deflection could be represented by a straight line on a log-log plot. Later test data and theoretical considerations indicated that this assumption was not entirely valid and that better limiting assumptions could be made. One of the principal causes of failure in a pavement is an undesirable amount of movement of material. This movement is manifested as strain or deflection. It was therefore reasoned that an acceptable criterion of failure would be strain or deflection. Since few or no data on strain were available, the slope or rate of change of deflection versus offset curve (Fig. 12-10) was considered as a reasonable index of critical strain.

Deflection versus offset curves were computed for single and dual wheels by use of Boussinesq's theory. Some test data on deflection profiles were also available. The test data confirmed the validity of the theoretical computations. It was found, from both the theoretical work and the test data, that without exception the slopes of the deflection

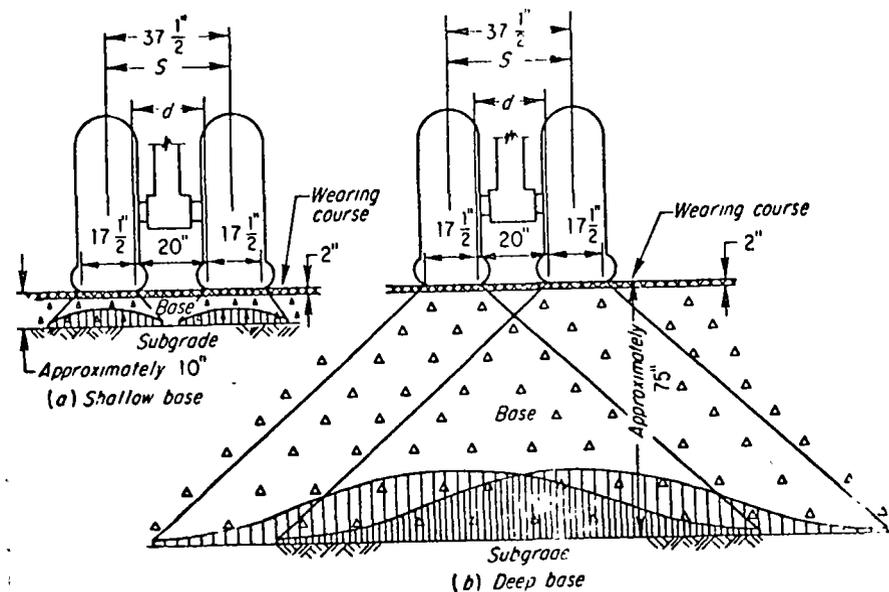


FIG. 12-6. Schematic Diagram of B-29 Dual-wheel Assembly (COURTESY: Corps of Engineers.)

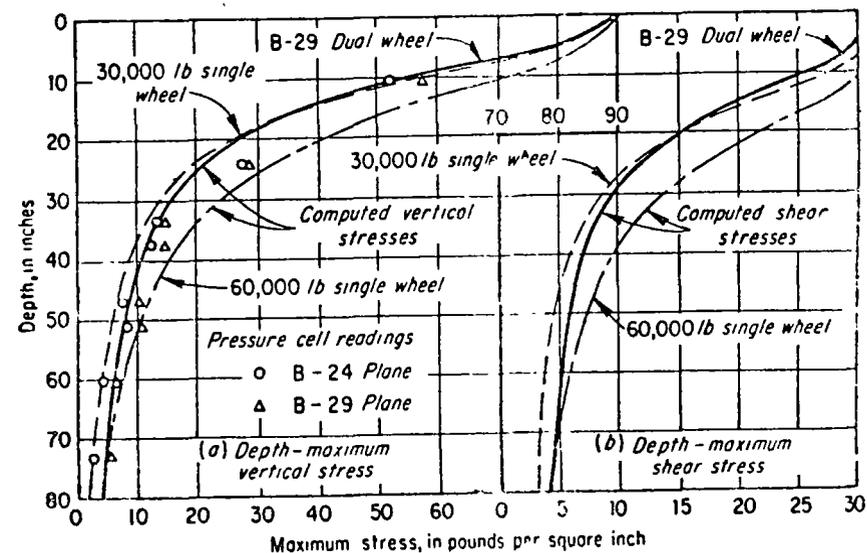


FIG. 12-7. Vertical Stresses and Shear Stresses (COURTESY: Corps of Engineers.)

versus offset curves for the single loads were equal to or steeper than those for dual wheels at equal depths, as shown in Fig. 12-10. From such an analysis it was demonstrated that a single-wheel load, which yields the same maximum deflection as a multiple-wheel load, would produce equal or more severe strain in the foundation in comparison with the

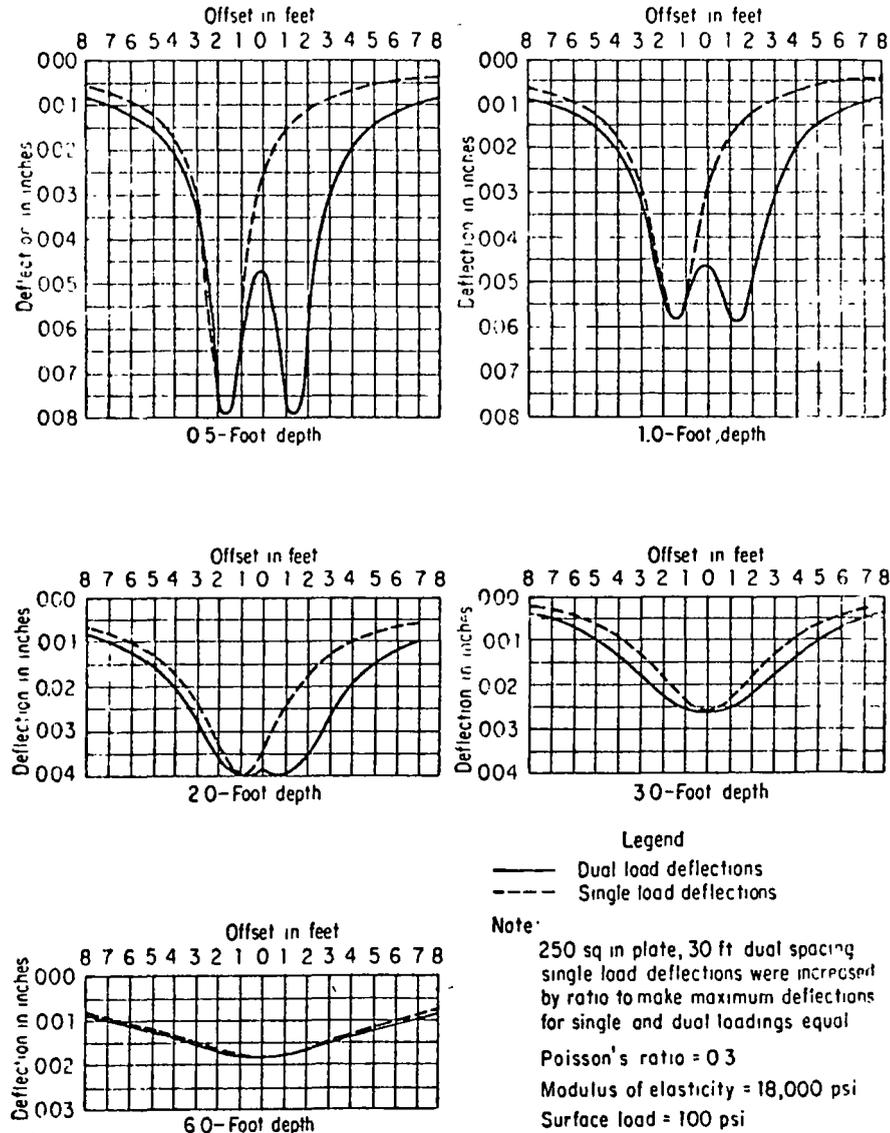
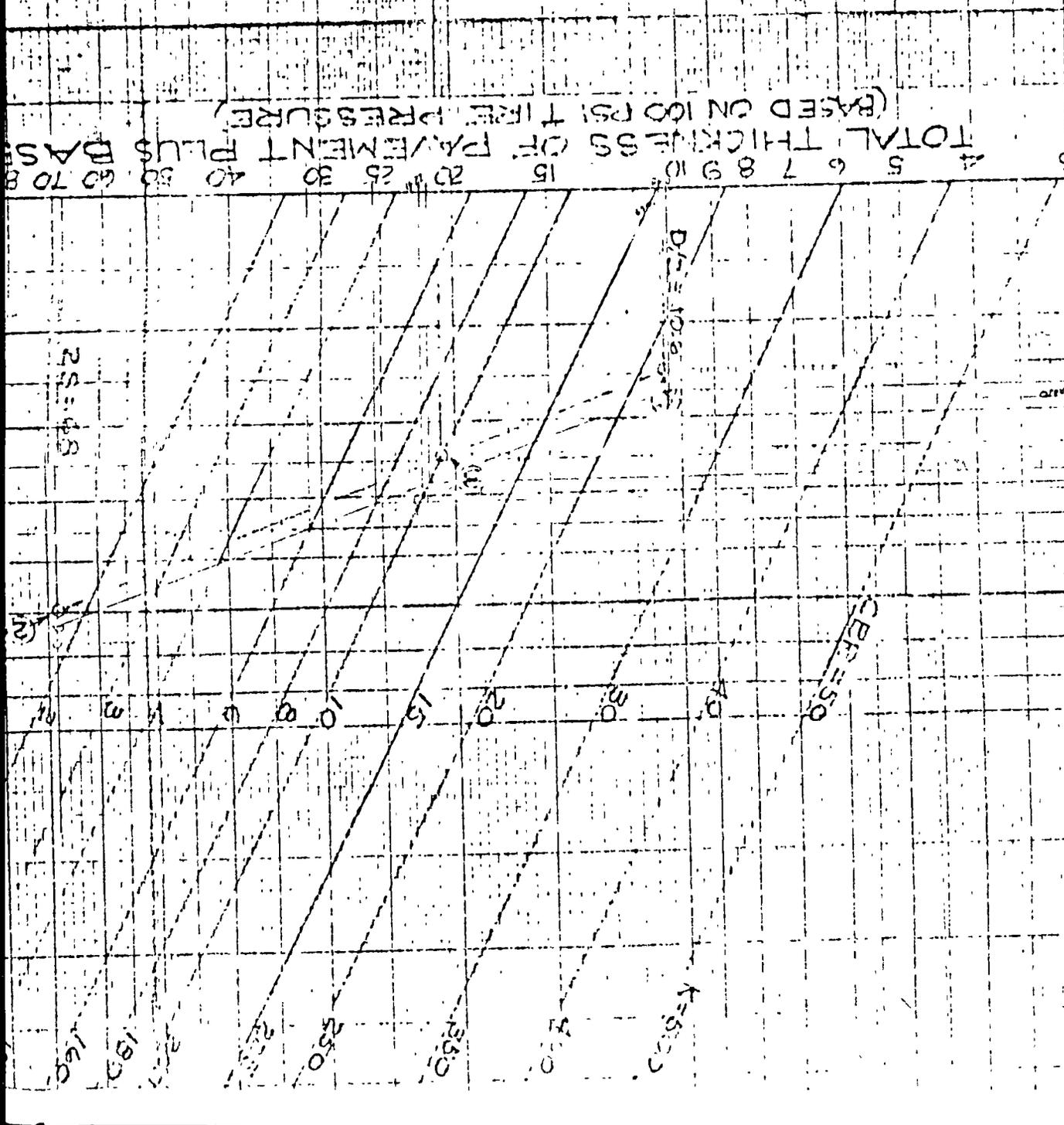
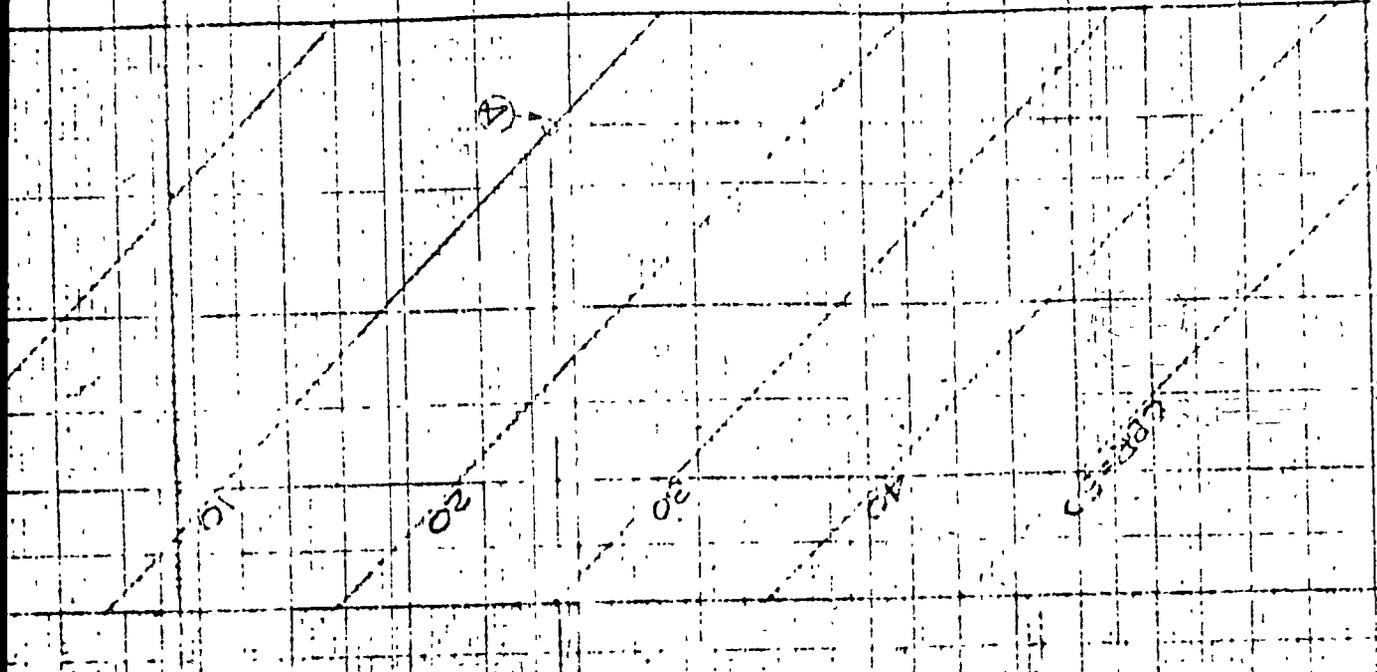


FIG. 12-10. Comparison of Single and Dual-deflection Profiles—Theory (COURTESY Waterways Experiment Station, Corps of Engineers)

CORRECTION FACTOR (C_F)
 FOR TIRE PRESSURES OTHER
 THAN 100 PSI

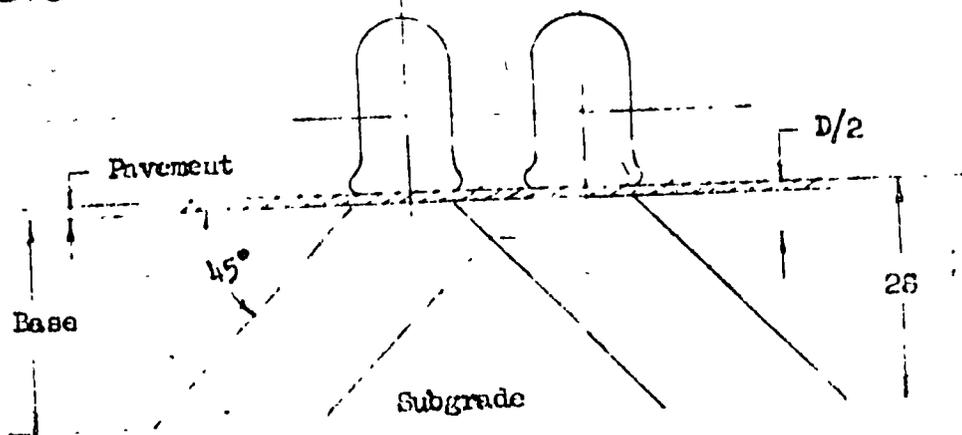


EQUIVALENT SINGLE WHEEL LOAD (WHEEL LOADS AND STITCH LOADS)

TOTAL THICKNESS OF PAVEMENT PLUS BASE
 (BASED ON 100 PSI TIRE PRESSURE)



DESIGN CHART - FLEXIBLE PAYEMENT - 727 API



Tire Footprint
For One Strut

S = ϕ to ϕ distance between the wheels of
one strut = 34 in.

D = Clear distance between the wheels of
one strut

Example: C.W. = 143,000 lbs.
Strut Load = 69,927 lbs. (Pg. 47)
Tire Load = 34,964 lbs. = Strut Load/2
Tire Pressure = 146 psi (Pg. 48)
CBR of Soil = 10

Procedure: Tire Contact Areas = $\frac{\text{Tire Load}}{\text{Tire Press.}} = \frac{34,964}{146} = 239 \text{ in.}^2$

$$W = .6 \sqrt{\frac{\text{Contact Area}}{.5227}} = .6 \sqrt{\frac{239}{.5227}} = 12.82$$

$$D/2 = \frac{S-W}{2} = \frac{34 - 12.82}{2} = 10.59$$

$$2S = 2 \times 34 = 68$$

1. Locate Point 1 at tire load and D/2
2. Locate Point 2 at strut load and 2S
3. Connect Points 1 & 2 to locate Point 3 at CBR = 10 & read
BSIML = 44,500% and total pavement thickness = 21.0 in.
4. Locate Point 4 & read C = 1.30
5. Thickness Correction = $\frac{\text{Tire Press.} - 100 \times C}{100} = \frac{146 - 100 \times 1.30}{100} = .60$
6. Corrected thickness of pavement corrected for tire pressure
= (21.0) + .60 = 21.60 in.
NOTE: A 1% reduction in thickness permitted on central portions of
runways.
7. Ratio = $\frac{\text{Gross Wt.}}{\text{BSIML}} = \frac{143,000}{44,500} = 3.21$

DESIGN

D-17322

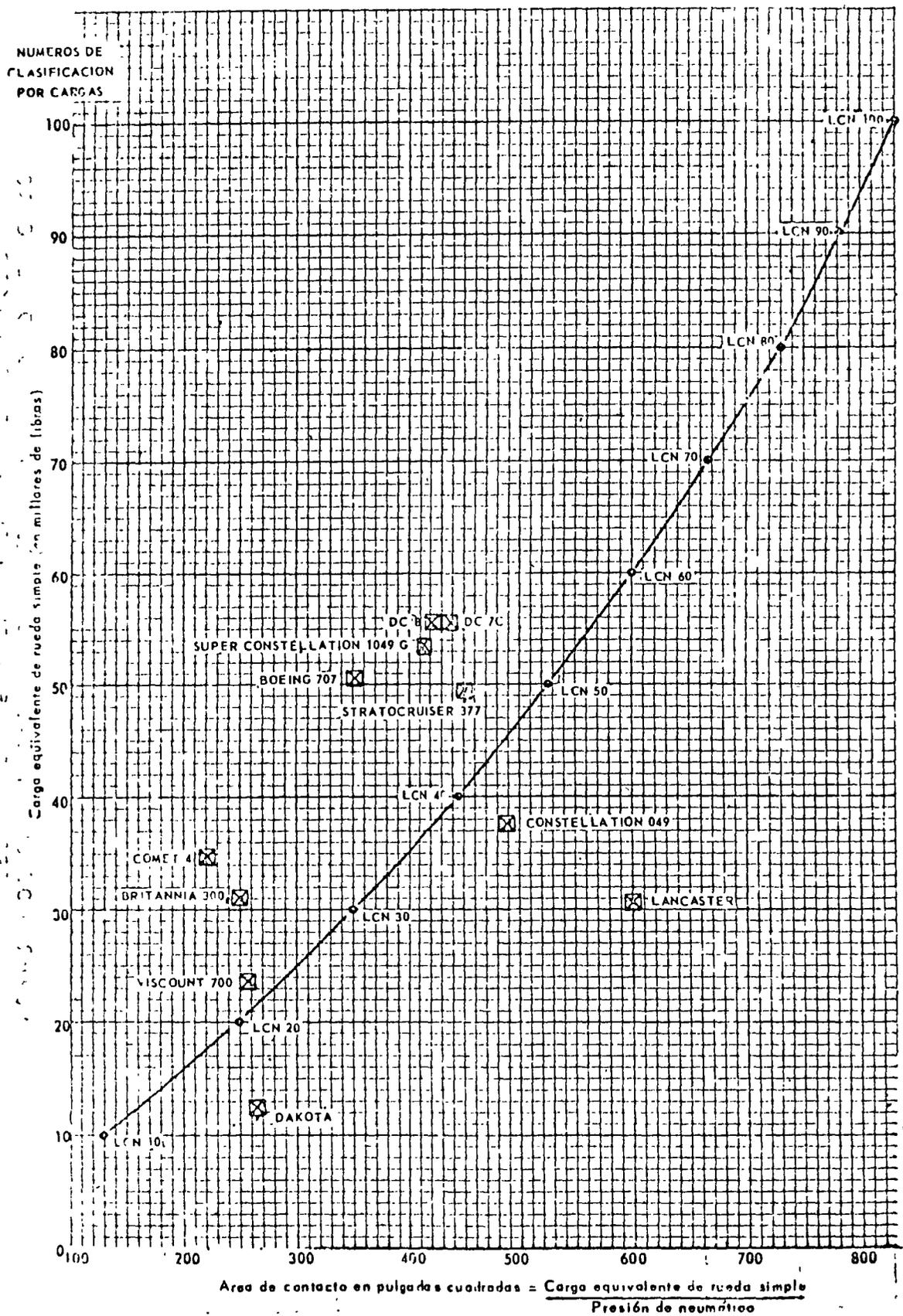
Page 49

todo el mundo y gracias a los procesos de retroalimentación y la gran experiencia que se tiene en el mismo, es el apoyo principal de que se dispone actualmente para el diseño de pavimento de aeropuertos.

2.- Método del Número de Clasificación de Cargas para Pavimentos Flexibles.- Este método considera la capacidad resistente de los pavimentos a través de un número que clasifica al pavimento. Este número conocido en inglés con las siglas LCN se obtiene a partir de pruebas de placa sobre un pavimento, aceptando como válido el concepto de la rueda equivalente así como los factores de la prueba relativa de soporte.

Considerando que los criterios básicos del método son similares a los del Cuerpo de Ingenieros, en México no hemos utilizado este método para diseño, sino para evaluación de pavimentos existentes, ya que el número de clasificación de cargas resistentes, es posible compararlo con el número de clasificación de cargas actuante del avión crítico de diseño y determinar la posibilidad de frecuencias que las cargas críticas pueden operar en el pavimento. Es decir, es un método que nos permite evaluar el pavimento, a través de una prueba de resistencia de todo el conjunto y que involucra el concepto de frecuencias, de las cargas, para determinar hasta donde y con que repeticiones podemos aceptar un avión o no.

Vamos a considerar únicamente, la discusión del procedimiento de evaluación, el cual consiste en determinar, a partir de una deformación inicial, la primera carga, la cual se repite varias veces, registrando la recuperación al descargar y la nueva deformación al repetirla. A partir de un cierto número de



B - UNIDADES INGLESAS

FIGURA 4-5 CURVA TÍPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS

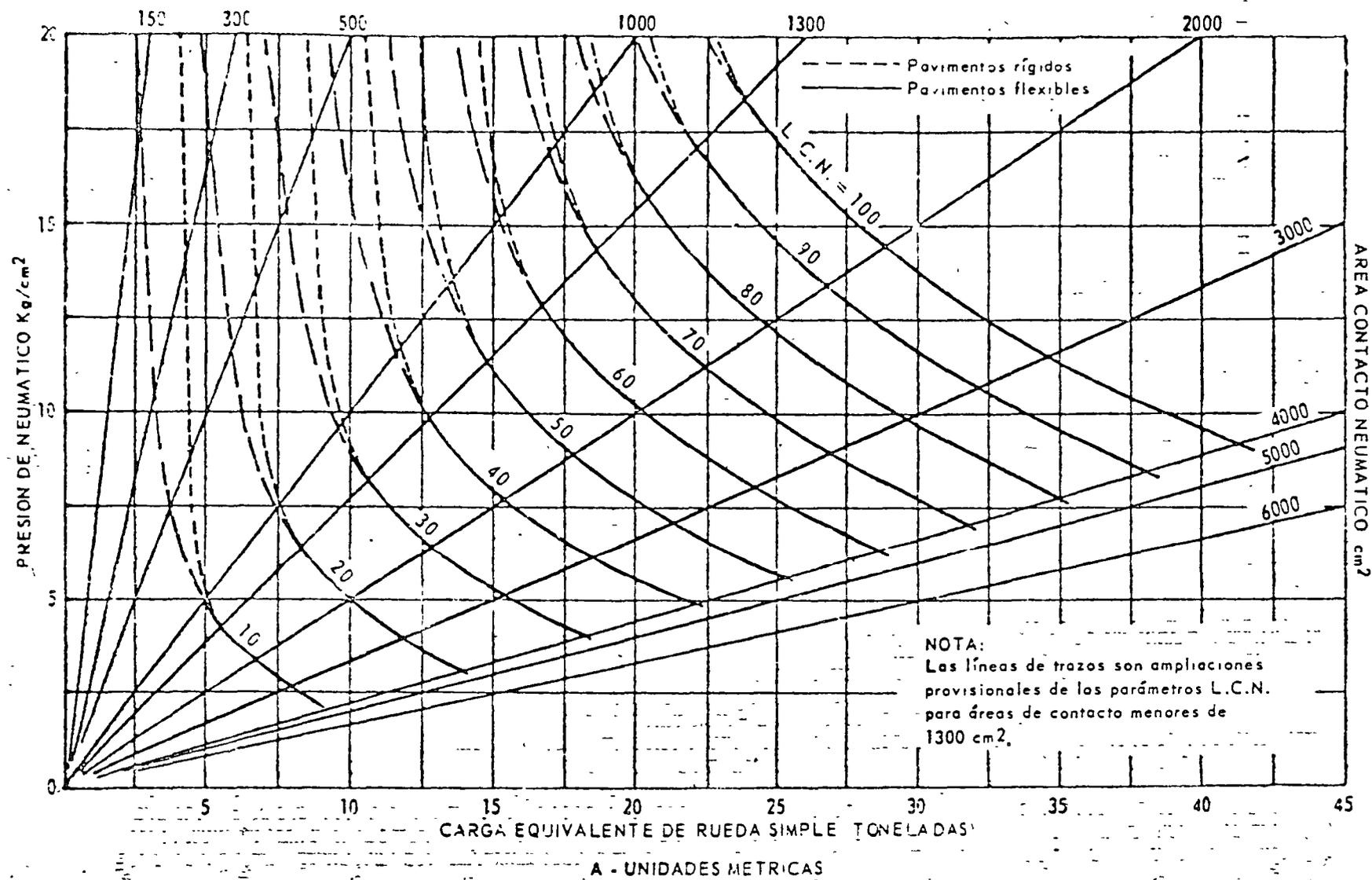
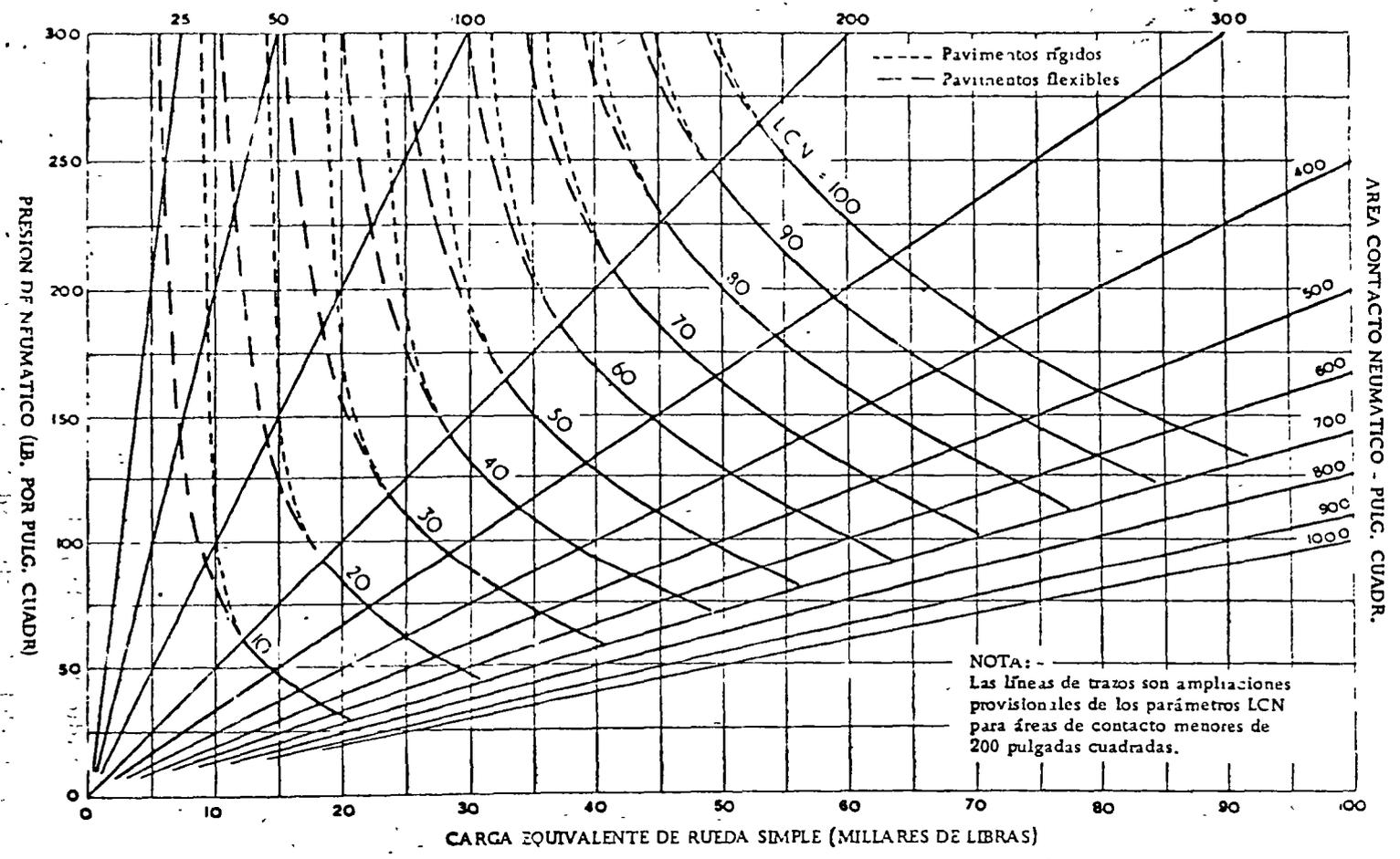


FIGURA 4-6

NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO, PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES



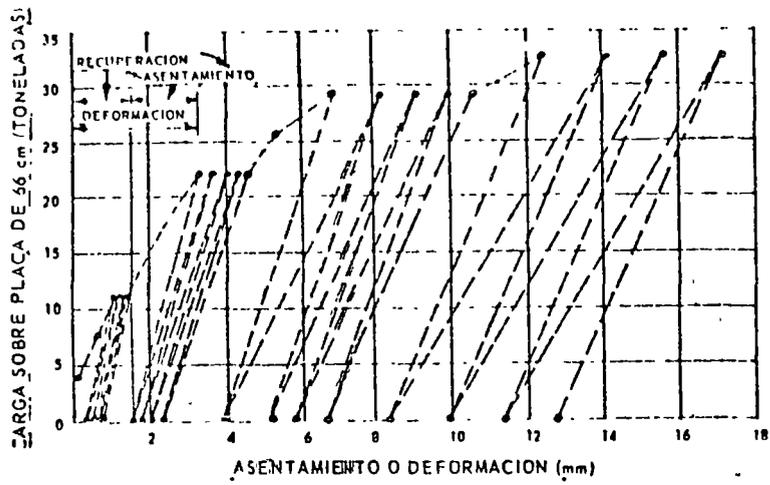
B - UNIDADES INGLESAS
 NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA,
 LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO,
 PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES

FIGURA 4-6

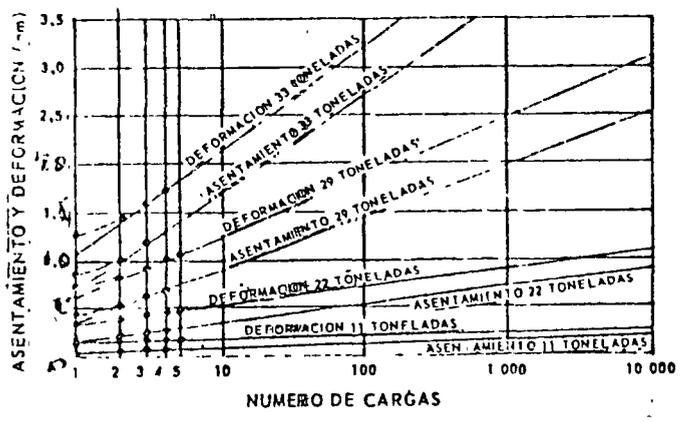
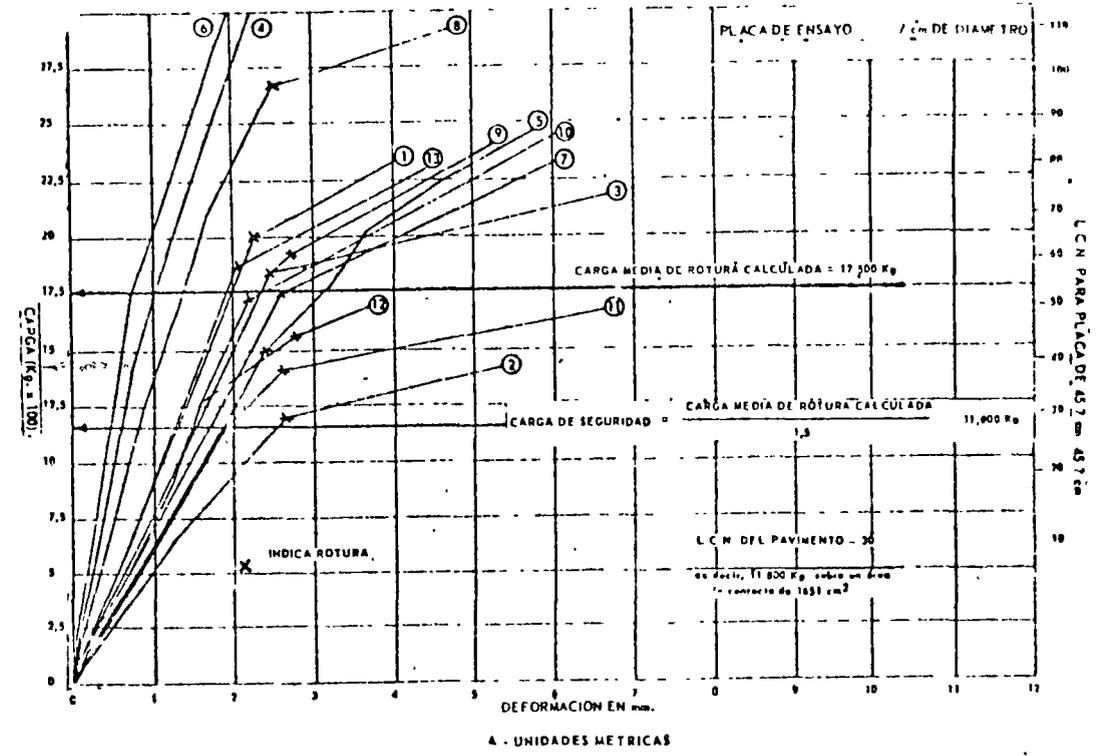
repeticiones de la misma carga, ésta se incrementa hasta obtener un nuevo incremento prefijado de deformación. Esta carga se repite nuevamente en un proceso de carga y descarga y así sucesivamente hasta llegar a una deformación final en donde se considera que el pavimento está fallado, ó bien cuando a incrementos nulos de la carga la deformación se incrementa.

Convirtiendo estos valores, es posible determinar las deformaciones que se presentan para una cierta carga y para un cierto número de repeticiones de la misma, de lo cual se puede deducir, extrapolar, repeticiones muy grandes de 1000, 3000, 5000 y hasta 10,000 repeticiones. De esta manera siguiendo el mismo análisis, se puede ahora graficar la capacidad resistente, por deformación, para cada carga y para cada frecuencia; y aplicando un -- coeficiente de seguridad determinar la carga equivalente final resistente del sistema. A continuación y aprovechando las pruebas ya realizadas en donde se correlaciona la carga equivalente, el área de contacto y la presión de inflado, es posible determinar el LCN del pavimento, el cual se compara con el LCN del avión.

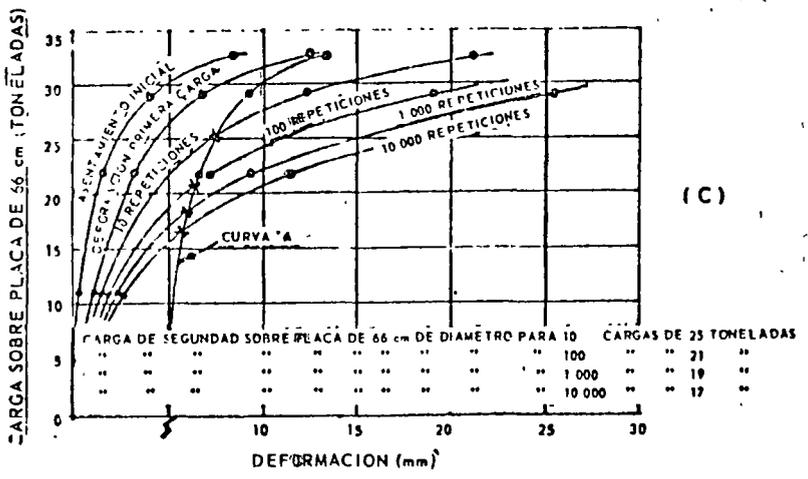
Posteriormente el procedimiento del LCN es simplificado de manera de clasificar las capacidades resistentes del pavimento por grupos, y así ahora, se tiene lo que se llama los grupos de clasificación de cargas, identificados -- en inglés LCG. La simplificación se deriva de un proceso de retroalimentación de los pavimentos ingleses así como una aceptación de valores fijos -- para las variables estáticas. En términos generales, aunque es un procedi-- miento más experimentado, sus criterios originales subsisten.



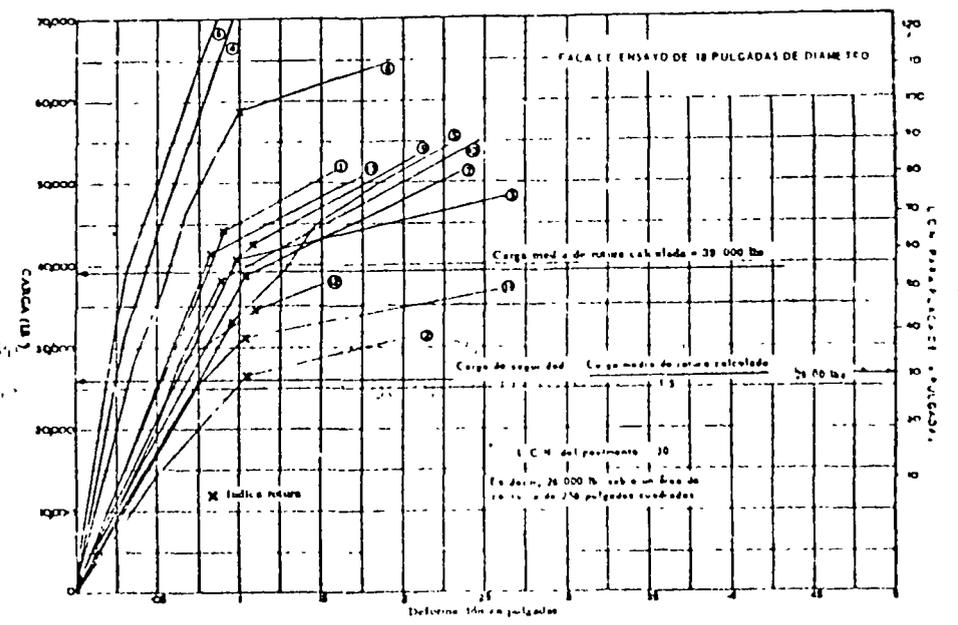
(A)



(B)



(C)



B - UNIDADES METRICAS
 DIAGRAMA TÍPICO DE ENSAYOS DE CARGA EN PAVIMENTOS FLEXIBLES
 FIGURA 4-21

B UNIDADES INGLÉSAS
 FIGURA 4-19 DIAGRAMA TÍPICO DE LOS RESULTADOS DE ENSAYO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Hasta aquí los métodos que como hemos mencionado, son los más utilizados en la actualidad; sin embargo, en fecha reciente el Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de América, propuso una nueva aproximación para el cálculo de pavimentos flexibles, el cual como se mencionó ya anteriormente, Pavimento Integral o en inglés Full Depth, vamos a explicar un poco más este método.

Como se anotó, el apoyo primordial del método consiste principalmente en aceptar que se presenten dos tipos de deformación básicos, uno de tensión en la parte inferior de la capa asfáltica y otro de compresión en la parte superior de la subrasante, asimismo, el módulo de elasticidad de la capa asfáltica es dependiente de la temperatura y así la deformación vertical de compresión de la subrasante es mayor cuando el módulo del concreto asfáltico es menor (la temperatura es alta). En contra la deformación de tensión horizontal es mayor cuando se tienen valores altos del módulo de elasticidad (temperaturas bajas) y en consecuencia se pueden presentar agrietamientos en condiciones de repetición de cargas.

Por otro lado, se acepta que se puede presentar una interrelación de esfuerzos y deformaciones en una multitud de capas, lo cual obliga a diseños de análisis altamente complicados, y que se requieren un gran número de soluciones de computadora. Además como ya habíamos indicado, la variación de las cargas y deformaciones en función de la multiplicidad de aviones, se convierte, a la frecuencia respectiva, de las deformaciones producidas por un avión de comparación, que el Instituto del Asfalto consideró adecuado al

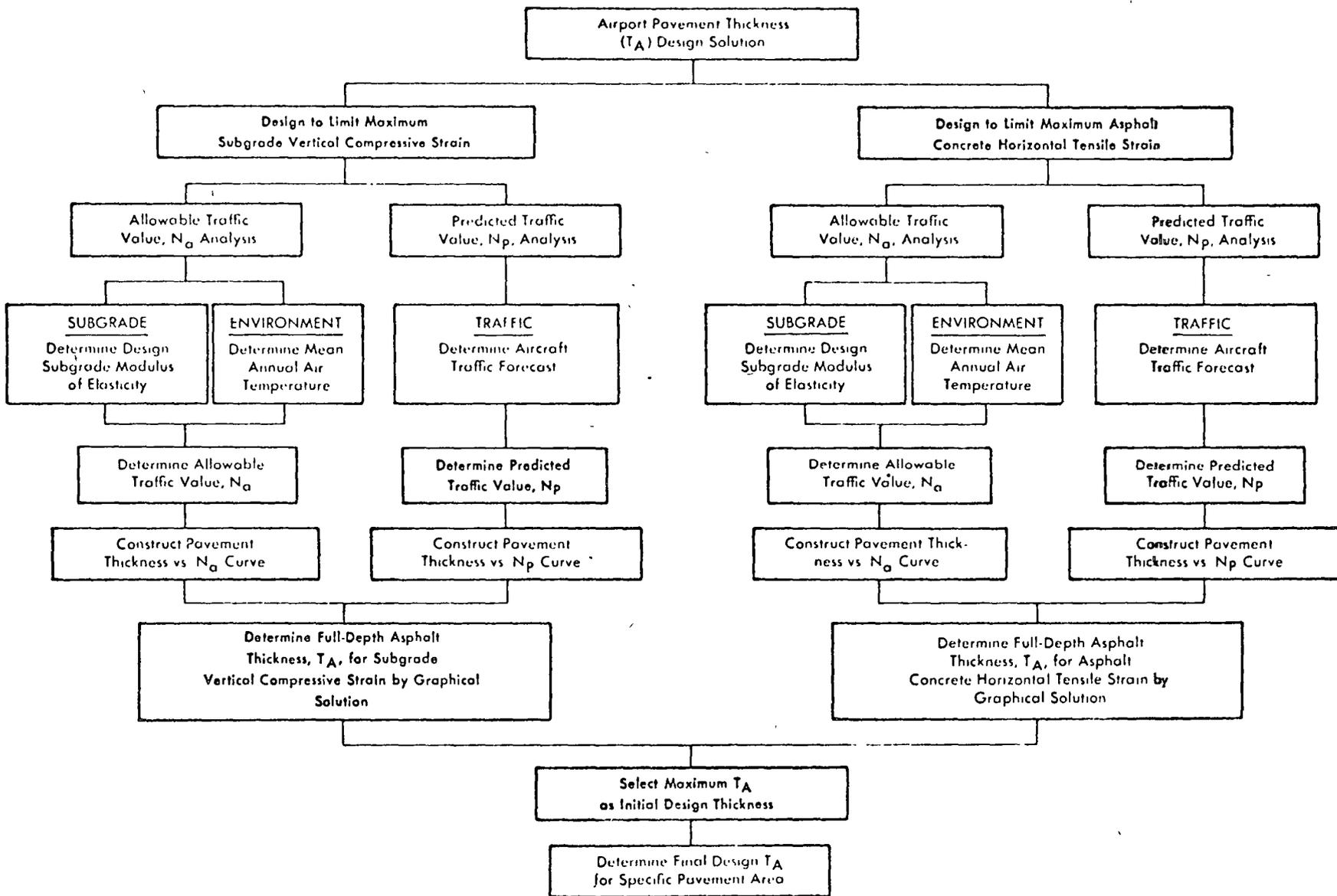


Figure V-1—Airport pavement thickness design flow chart

DC8-63F a 100% de su peso máximo, es decir 162,000 Kg. (358,000 libras).

El método descrito en forma somera, anteriormente, es extremadamente reciente para que aún se pueda opinar sobre su bondad; no obstante lo cual, es posible indicar que el procedimiento de análisis sigue un razonamiento más lógico y que gracias al auxilio de computadoras, los desarrollos matemáticos que los otros métodos los habían eliminado, por altamente complicados, ahora ya pueden empezar a resolverse.

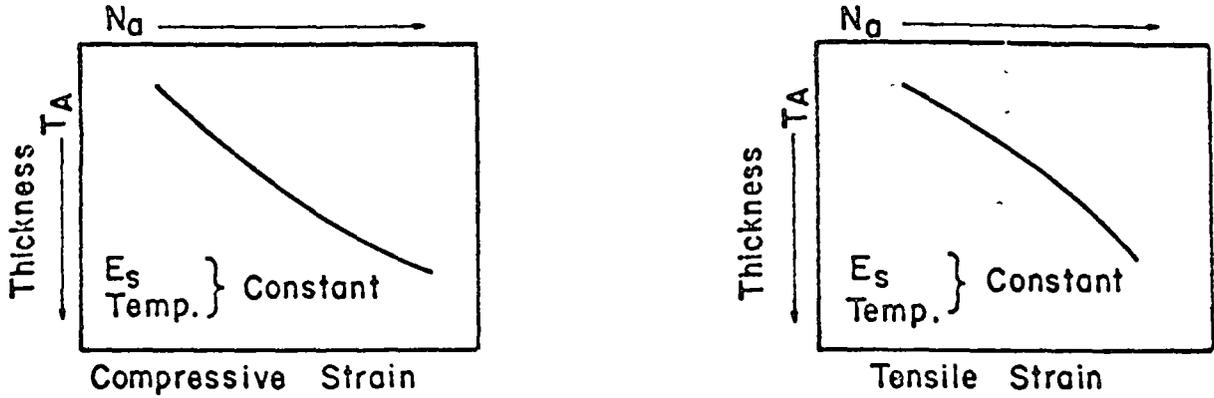
El método del Instituto del Asfalto, por otro lado, requiere necesariamente de mayores datos de alimentación, así como un mayor conocimiento sobre las características estructurales de un pavimento, de manera de poderlo utilizar e interpretar adecuadamente. A la fecha es el método más moderno que se ha desarrollado en forma general, ya que aunque existen otras metodologías altamente desarrolladas, éstas se han aplicado para soluciones particulares, de materiales, de operación y ambientales, como es el caso del método específico que se desarrolló recientemente por la autoridad del aeropuerto de Nueva York, para el aeropuerto de Newark.

Por lo que se refiere a pavimentos rígidos, es decir, de aquellos formados a base de losas de concreto hidráulico, tanto el método del Cuerpo de Ingenieros como el de la Portland Cement Association, se apoyan en las teorías básicas del Dr. Westergaard, de las simplificaciones de Pickett y Ray, etc.

Al igual que en el caso de los pavimentos flexibles, las ecuaciones teóricas que resuelven las varias condiciones de cimentación, son demasiado compli-

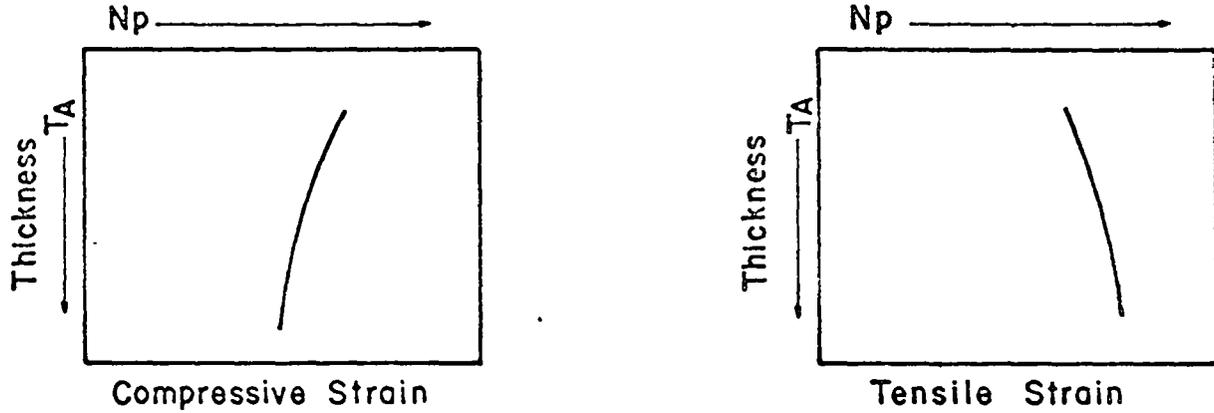
ALLOWABLE TRAFFIC VALUE ANALYSIS

Allowable Equivalent DC-8-63 F Strain Repetitions



PREDICTED TRAFFIC VALUE ANALYSIS

Predicted Equivalent DC-8-63 F Strain Repetitions



GRAPHICAL SOLUTION TO OBTAIN DESIGN T_A

Equivalent DC-8-63 F Strain Repetitions

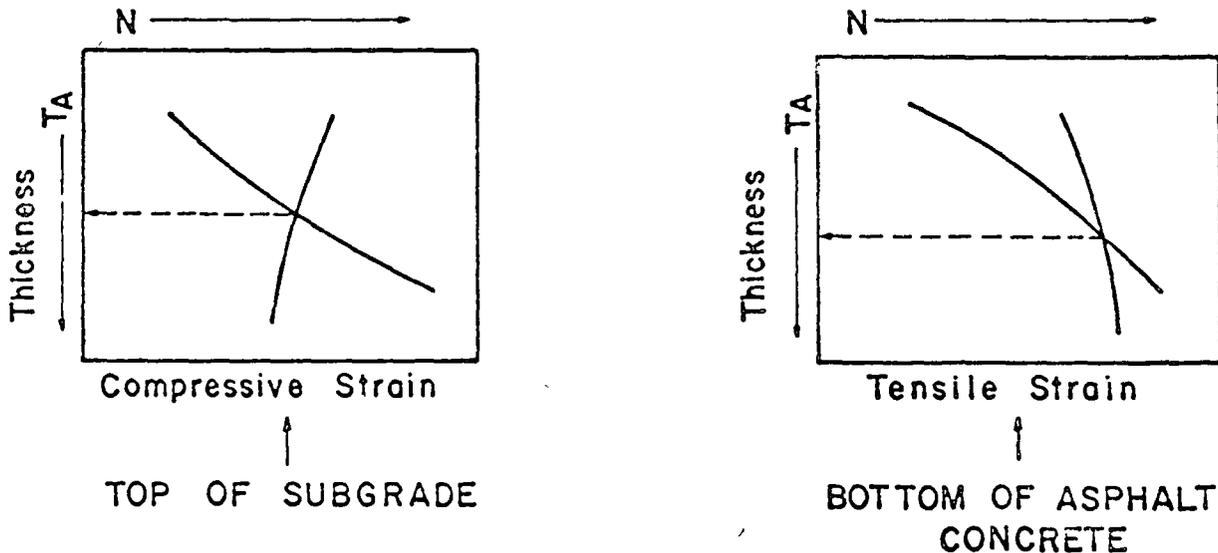


Figure V-2—Steps used to determine design thickness

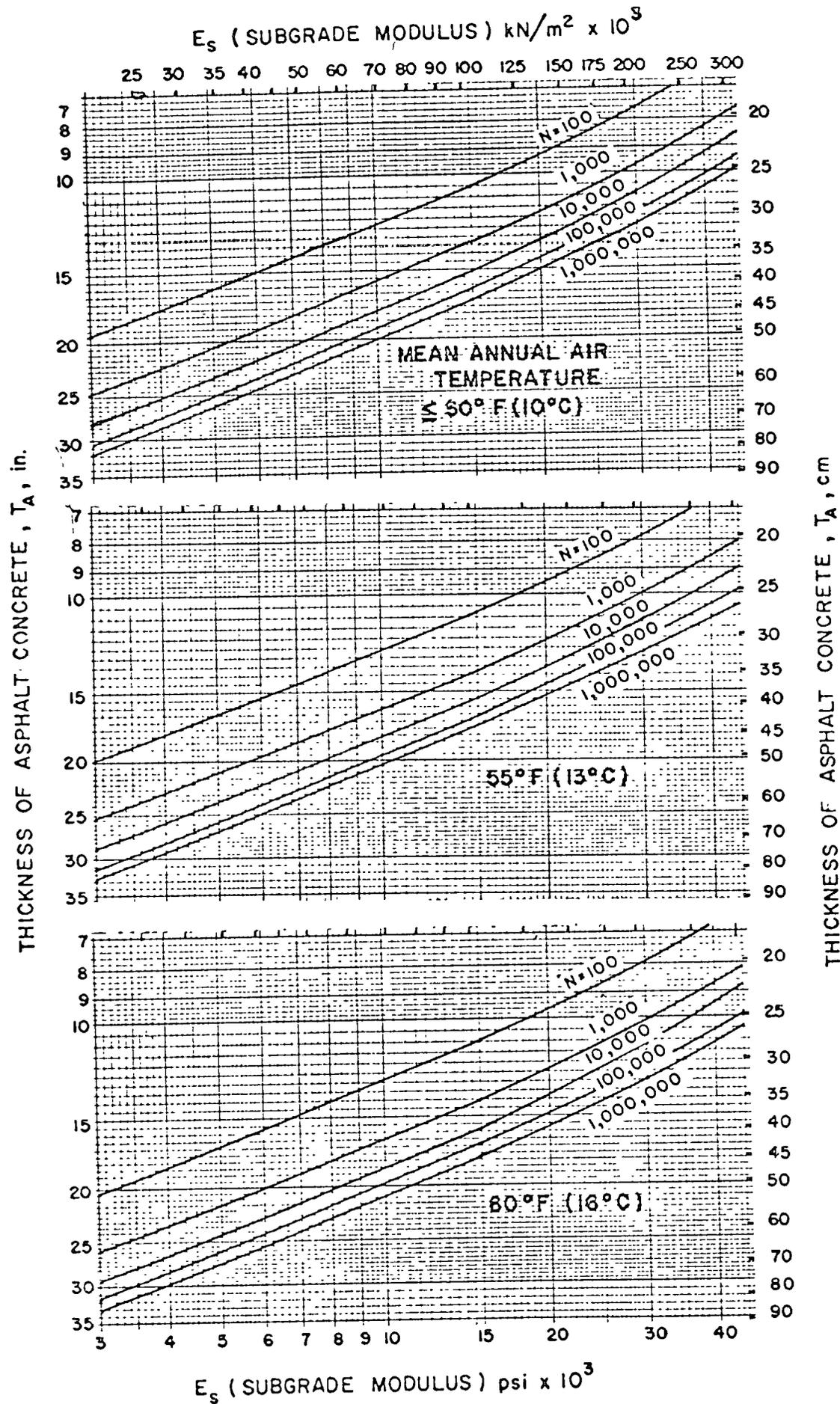


Figure V-3—Pavement thickness to limit subgrade vertical compressive strain, ϵ_v , under DC-8-63F load repetitions for different environments

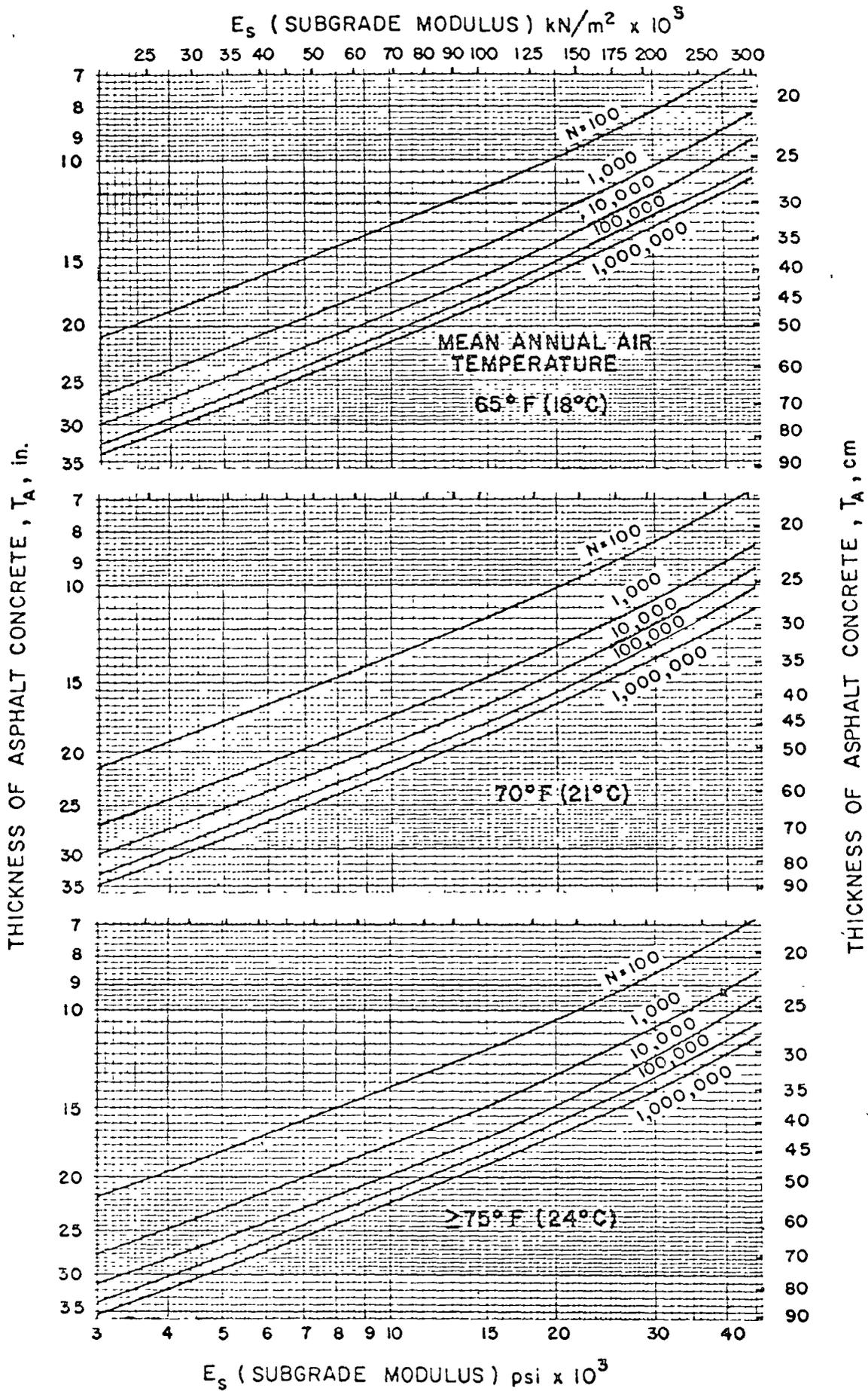


Figure V-3 (continued)—Pavement thickness to limit subgrade vertical compressive strain, ϵ_v , under DC-5-63F load repetitions for different environments

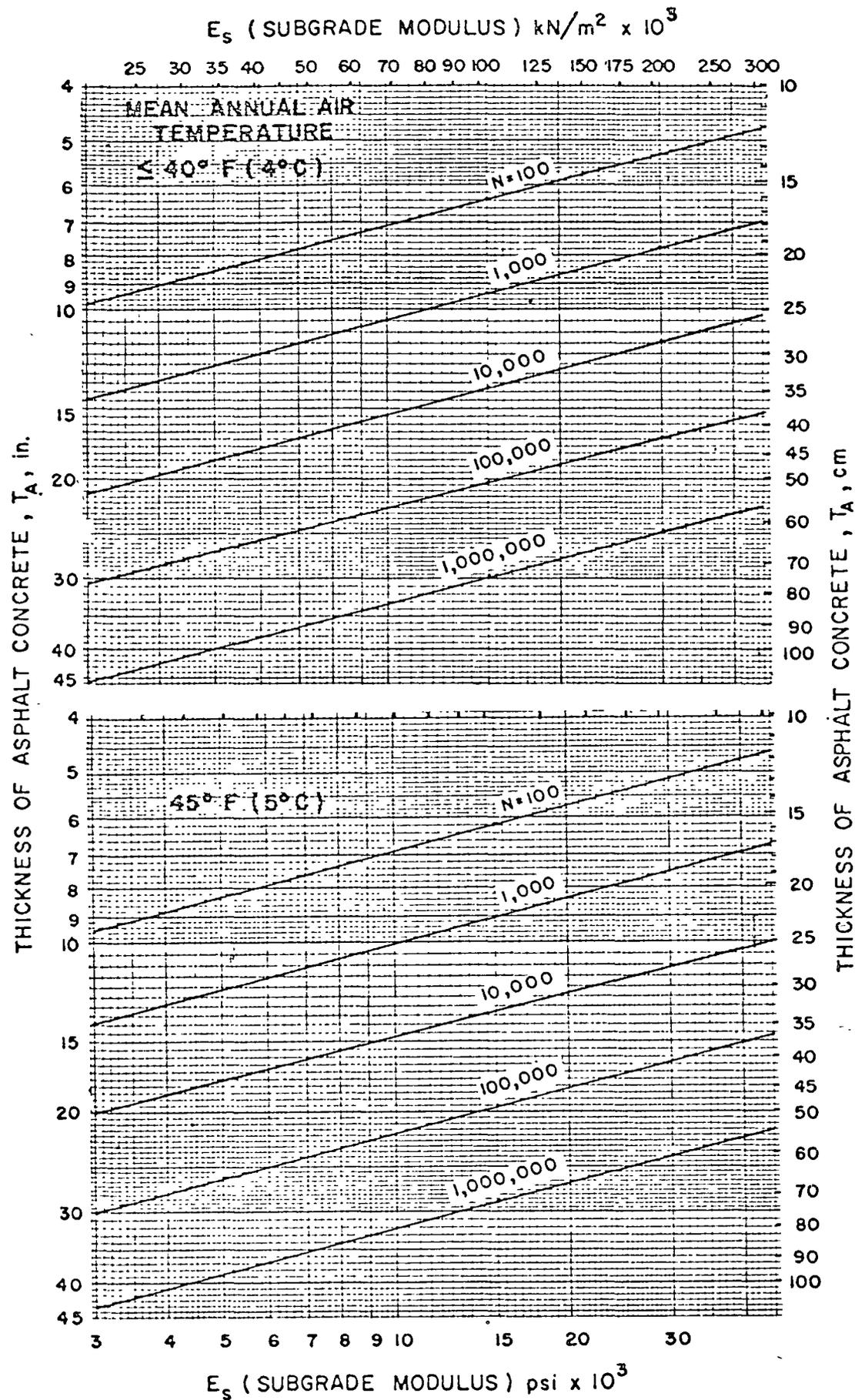
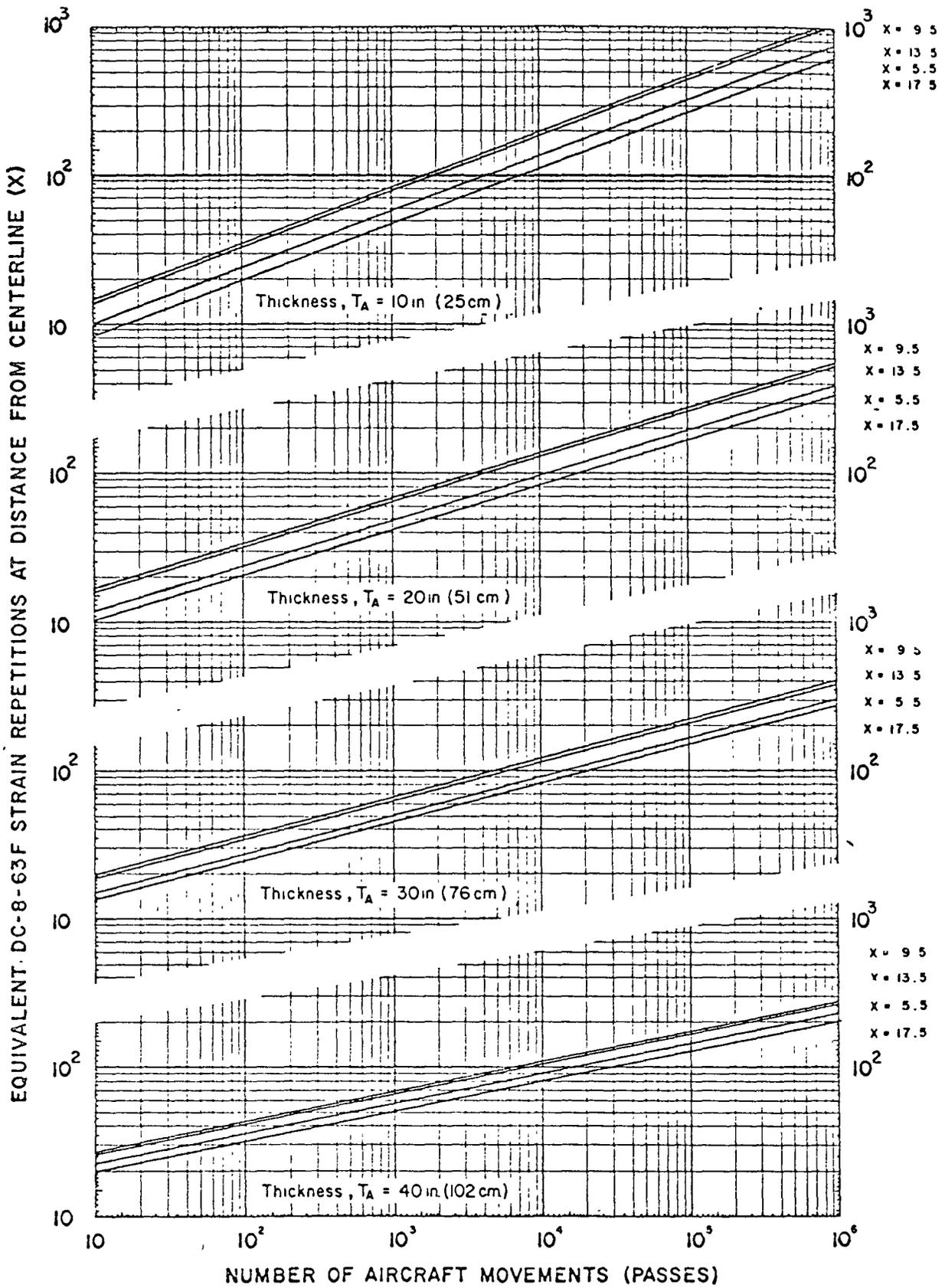
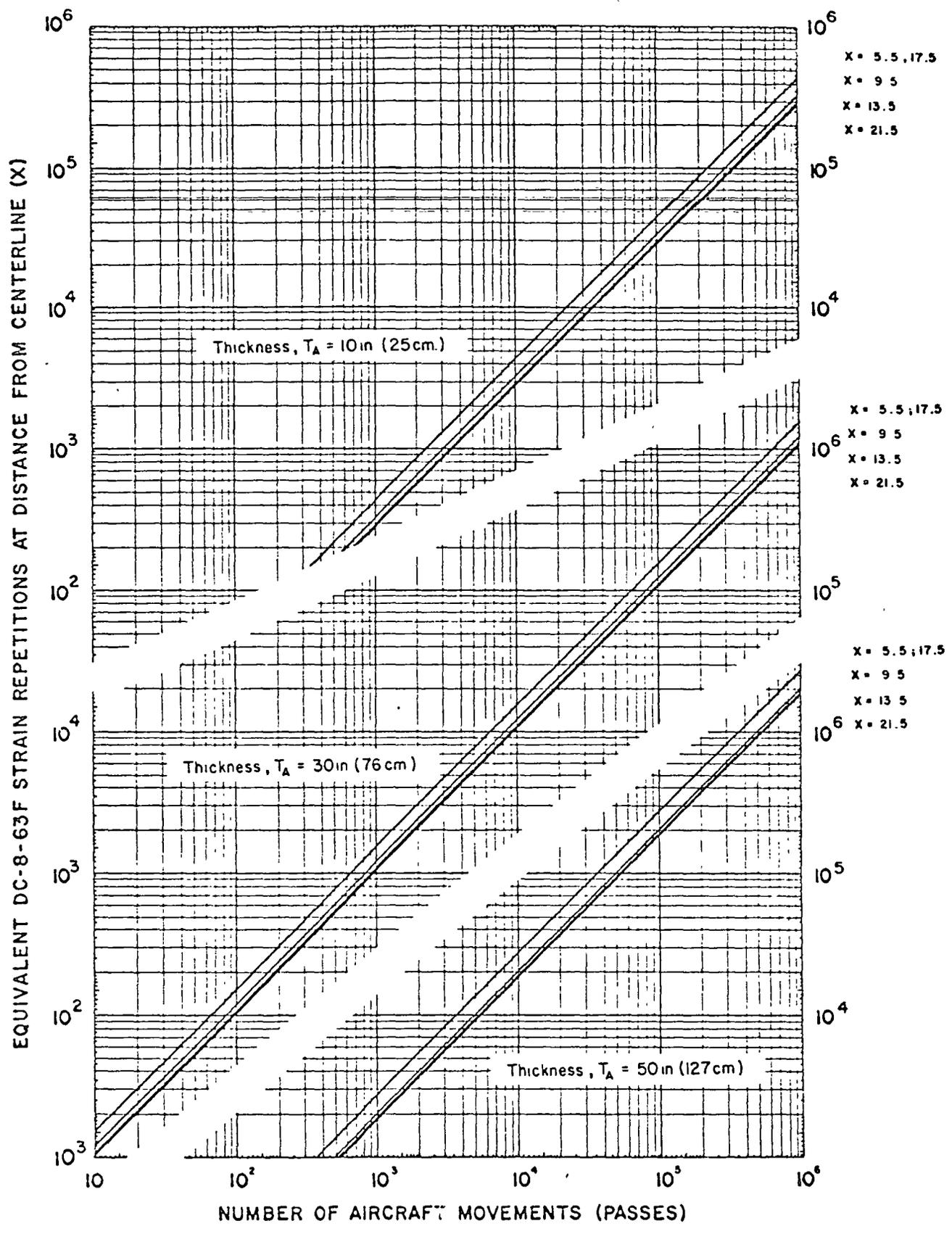


Figure V-4—Pavement thickness to limit asphalt concrete horizontal tensile strain, ϵ_t , under DC-8-63F load repetitions for different environments (Figure continued on pages 24 and 25)



AIRCRAFT: B - 707 - 120 B STRAIN CRITERION: ϵ_c

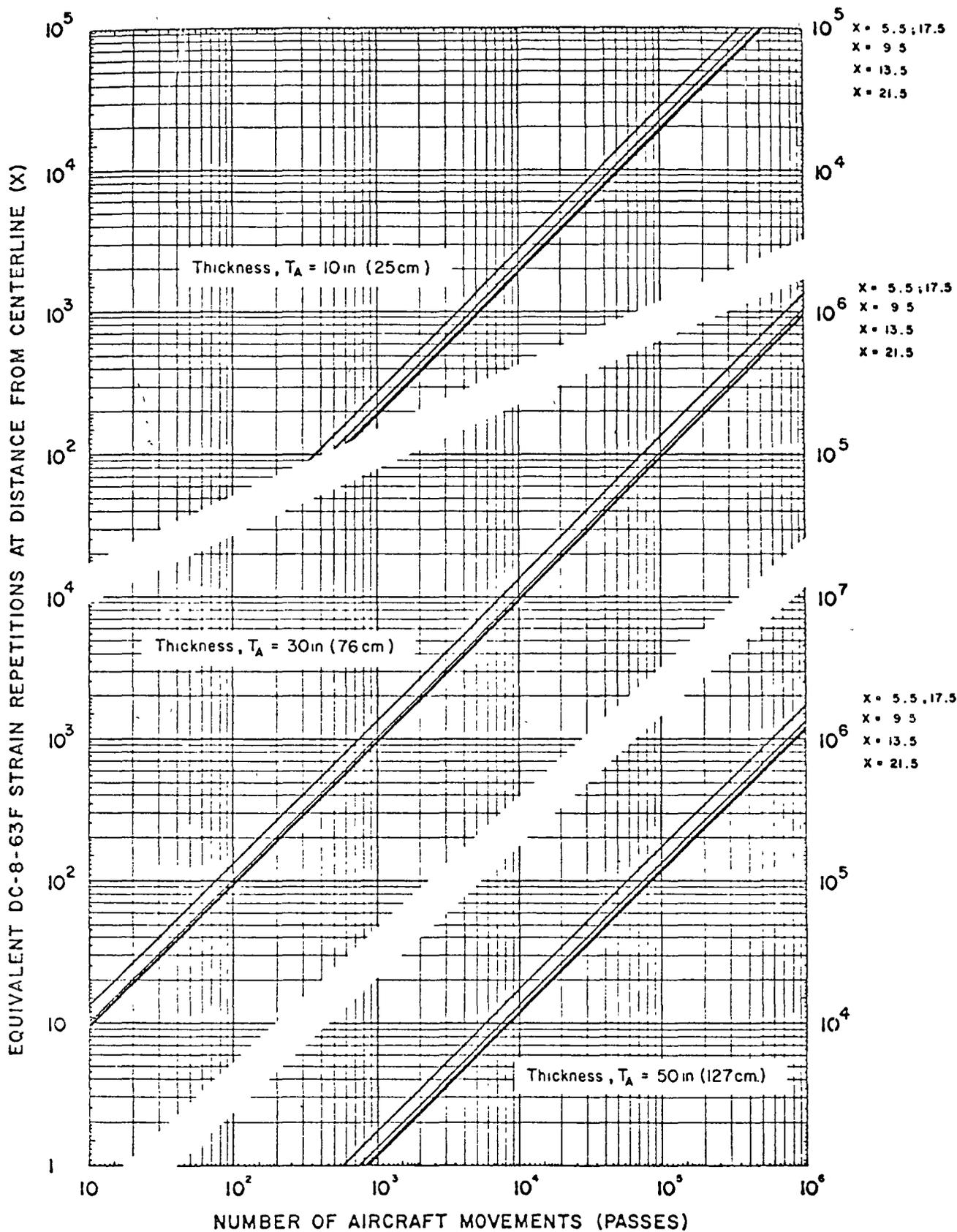
Figure X-5



AIRCRAFT: B-747 F

STRAIN CRITERION: ϵ_1

Figure X-31



X = 5.5, 17.5
 X = 9.5
 X = 13.5
 X = 21.5

X = 5.5, 17.5
 X = 9.5
 X = 13.5
 X = 21.5

X = 5.5, 17.5
 X = 9.5
 X = 13.5
 X = 21.5

AIRCRAFT: B-747

STRAIN CRITERION: ϵ_t

Figure X-32

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA.

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE -
PAVIMENTOS.

TEMA: MATERIALES PARA PAVIMENTOS.

Ing. Felipe Loo Gómez

México, D.F. Febrero de 1974.

S U M A R I O :

Se describen en forma breve, los materiales que se utilizan en los pavimentos; comentando algunas de sus características más importantes y de acuerdo con éstas, su utilización en los diferentes elementos de un pavimento.

Así mismo, se enuncian, algunos de los factores que influyen en la selección de un banco de materiales pétreos.

I N D I C E	PAG.
MATERIALES PETREOS	1
CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS	2
PRUEBA DEL EQUIVALENTE DE ARENA	4
OTRAS CARACTERISTICAS	9
SELECCION DEL BANCO	14
MATERIALES ASFALTICOS	16
CEMENTO PORTLAND	20
CAL HIDRATADA	21
ADITIVOS	22
POLIMEROS Y FIBRAS DE VIDRIO O DE ACERO.	24

MATERIALES PARA PAVIMENTOS.

Materiales para Pavimentos.- Los materiales que comunmente se emplean en la construcción de pavimentos, los podemos clasificar de la siguiente manera:

- a).- Materiales Pétreos
- b).- Asfaltos
- c).- Cemento Portland
- d).- Cal
- e).- Aditivos
- f).- Polimeros y fibras de vidrio o de acero.

I.1 Los materiales pétreos son materiales seleccionados que-- pueden utilizarse en su estado natural o requerir uno o - varios tratamientos de los indicados a continuación: disgregación, cribado, trituration, lavado. O pueden estar-- constituidos por mezclas de dos o más materiales de los-- mencionados.

Los materiales pétreos, de acuerdo con su utilización, podemos clasificarlos de la manera siguiente.

- a).- Materiales pétreos para revestimientos.
- b).- Materiales pétreos para sub-bases
- c).- Materiales pétreos para bases
- d).- Materiales pétreos para mezclas asfálticas.
- e).- Materiales pétreos para concreto hidráulico.

Así mismo dependiendo de su utilización, deberán de cumplir -- con una serie de normas, como son:

Granulometría

Equivalente de arena

Contracción lineal

Valor cementante

Valor relativo de soporte

Absorción

Afinidad con el asfalto

Resistencia al desgaste

Contenido de materia orgánica.

Etc.

I.2 Características granulométricas.- La composición granulométrica es la determinación por el procedimiento de cribado de los tamaños de las partículas que forman el material. Consiste en separar las partículas de material tamizándolo a través de una sucesión de mallas de abertura cuadrada y en pesar las porciones que se retienen en cada una de ellas, relacionándolas como porcentajes de la muestra total.

La composición granulométrica representa gráficamente o numéricamente la distribución de los diferentes tamaños de las partículas que componen el material. Se acostumbra representar la composición granulométrica por medio de una curva dibujada en una gráfica que tenga por abscisas, a escala logarítmica, las aberturas de las mallas y por ordenadas, a escala aritmética, los porcentajes de material que pasa por dichas mallas.

En términos generales puede decirse que la mayor estabilidad de un material se alcanza cuando se reduce al mínimo la cantidad de vacíos y para que esto pueda lograrse, se requiere una sucesión adecuada de tamaños que permita que los huecos dejados por las partículas mayores sean ocupados por partículas de menor tamaño y que a la vez, en los huecos que dejen estos últimos, se acomoden partículas más finas y así sucesivamente. Es pertinente dejar claro que la determinación de los tamaños por medio de cribas, da idea de estos en solo dos dimensiones, por lo que un material cuyas partículas afecten las formas de placas o de agujas, puede presentar una gran cantidad de vacíos aún cuando su curva granulométrica indique una sucesión adecuada de tamaños. Así mismo, cuando se presenten varia-

ciones de consideración en la densidad de las partículas de diferentes tamaños, la curva granulométrica no dará -- una idea correcta de la sucesión de tamaños, en este caso sería indispensable hacer una corrección para convertir -- los porcentajes expresados en peso a porcentajes expresados en volúmen.

I.3 Equivalente de Arena.- El que los materiales resulten -- adecuados, para la construcción de pavimentos, depende en gran parte, de sus propiedades que los hacen mantenerse -- estables y soportar las cargas a que son sometidos. Es -- por eso que el estudio de estas propiedades, hace posible distinguir los materiales más satisfactorios de los que -- no lo son. Se puede decir que en la mayoría de los casos las arcillas perjudican la estabilidad de los materiales -- y que la arcilla húmeda tiene un efecto de lubricación -- que disminuye la resistencia natural debida a la fricción que existiría si no se tuviera presente a la arcilla en -- el material en estudio.

Es por esto que, resulta indispensable conocer la canti-- dad de arcilla contenida en los materiales para pavimen-- tos, así como también su influencia en las propiedades de dichos materiales.

La prueba del equivalente de arena, sirve para determinar la presencia de cantidades perjudiciales de arcilla en -- los materiales, para sub-base y base.

Se usa también para limitar la cantidad de polvo fino o -- arcilla que pudiera existir recubriendo las partículas -- del agregado pétreo que vaya a usarse en las mezclas as-- fálticas. Así mismo se usa como una prueba rápida de -- campo para controlar la cantidad perjudicial de arcilla -- contenida en las arenas para concreto hidráulico.

4

PRUEBA DEL EQUIVALENTE DE ARENA.

- 1.- Se pretende que esta prueba sirva como una prueba rápida de campo para investigar la presencia o ausencia de materiales finos o de apariencia arcillosa, que sean perjudiciales para los suelos y para los agregados pétreos.

Aparatos.

- 2.- a) Un cilindro transparente, graduado para medir volúmenes con diámetro interior de 1-1/4 in y altura aproximada de 17 in, con graduaciones en décimos de pulgada a partir del fondo hasta 15 in de altura.
- b) Un tubo irrigador hecho con tubería de cobre o de latón con diámetro exterior de 1/4 in. Uno de los extremos del tubo estará cerrado formando una punta en forma de cuña. Cerca de la punta, a través del lado plano de la cuña, se harán dos perforaciones laterales (con broca No. 60).
- c) Una botella con capacidad de un galón, con equipo de sifón, consistiendo en un tapón con dos orificios y un tubo doblado de cobre. La botella se colocará a 3ft - arriba de la mesa de trabajo.
- d) Un tramo de manguera de hule de 3/16 in, con una pinza para poder obturarla. Esta tubería se usará para conectar el irrigador con el sifón.
- e) Un pisón tarado, consistente en una varilla metálica - de 18 in, de longitud, con un pié cónico de 1 in de diámetro, en su extremo inferior. Este pié estará provisto de tres pequeños tornillos para centrarlo holgadamente dentro del cilindro. Una tapa que ajuste a la parte superior del cilindro y permita pasar por el centro holgadamente a la varilla, sirve para centrar la -

muestra original no está húmeda, deberá humedecerse -- con agua antes de tamizarse. Si el agregado grueso -- lleva un recubrimiento que no se desprende en la operación de tamizado, séquese el agregado grueso y frótese entre las manos, añadiendo al material fino el polvo -- resultantes.

- b) Inicie el funcionamiento del sifón soplando dentro de la botella por la parte superior a través de un pequeño tubo, estando abierta la pinza. Hecho esto, el aparato quedará listo para usarse.
- c) Por medio del sifón introdúzcase la solución de trabajo dentro del cilindro hasta una altura de 4 in.
- d) Vacíese dentro del cilindro el contenido de una cápsula llena de la muestra preparada del suelo. La cápsula llena contiene aproximadamente 110 grs. de material -- suelto (como promedio). Golpéese firmemente varias veces el fondo del cilindro contra la palma de la mano, -- para hacer que salga cualquier burbuja de aire, así como para acelerar la saturación de la muestra. Déjese reposar la mezcla por espacio de 10 minutos.
- e) Transcurridos los diez minutos, tápese con un tapón el cilindro y agítese vigorosamente, longitudinalmente, -- de un lado a otro, manteniéndolo en posición horizontal. Háganse 90 ciclos en aproximadamente 30 segundos con una carrera aproximada de 8 in. Para agitar satisfactoriamente la muestra a esta frecuencia, será necesario que el operador agite solamente con los antebrazos, relajando el cuerpo y los hombros.
- f) Quítese el tapón e insértese el tubo del irrigador. Enjuáguese los lados hacia abajo y después insértense -- el tubo hasta el fondo del cilindro. Sepárese el material arcilloso del arenoso, suspendiéndolo en la solu-

ción mediante un movimiento suave de picado con el tubo irrigador y simultáneamente girando lentamente el cilindro. Cuando el nivel del líquido llegue a 15 in súbase lentamente el tubo del irrigador sin cortar el chorro, de manera que el nivel del líquido se mantenga aproximadamente en 15 in mientras esté sacándose el tubo. Regúlese el chorro precisamente antes de que el tubo esté completamente fuera y ajústese el nivel final a 15 in. Déjese el cilindro en reposo absoluto durante exactamente 20 minutos. Cualquier vibración o movimiento del cilindro durante este tiempo, alterará el asentamiento normal de la arcilla en suspensión provocando resultados erróneos.

- g) Transcurrido el período de 20 minutos, anótese el nivel superior de la arcilla en suspensión; hágase la lectura con aproximación de 0.1 in.
- h) Introdúzcase lentamente el pisón tarado dentro del cilindro, hasta que éste descansa sobre la arena. Gírese la varilla ligeramente, sin empujarla hacia abajo, hasta que pueda verse uno de los tornillos empleados para centrar. Anótese el nivel correspondiente al centro del tornillo.
- i) Calcúlese el equivalente de arena usando la siguiente fórmula.

$$\text{EQUIVALENTE DE ARENA} = \frac{\text{LECTURA EN EL NIVEL SUPERIOR DE LA ARENA}}{\text{LECTURA EN EL NIVEL SUPERIOR DE LA ARCILLA}} \times 100$$

Si el valor del equivalente de arena es menor que el valor especificado, ejecútense dos pruebas adicionales con el mismo material, y tómesese el promedio de las tres, como el valor del equivalente de arena.

- j) Para vaciar el cilindro, tápese y agítese hacia arriba y hacia abajo, en posición invertida, hasta desintegrar el tapón de arena; vacíese inmediatamente. Lávese dos veces con agua. No se expongan los cilindros de plástico, a la luz directa del sol, más tiempo del necesario.

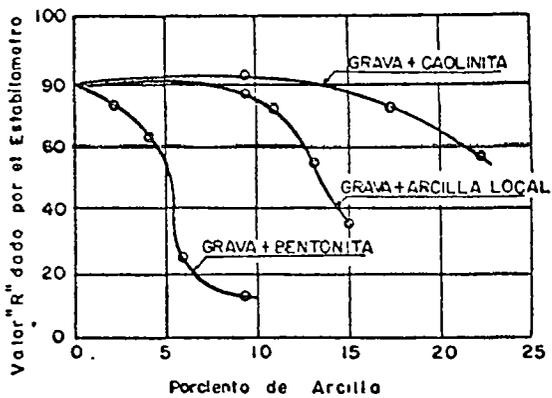


Fig. 6 Efecto de la Arcilla en el Valor de R

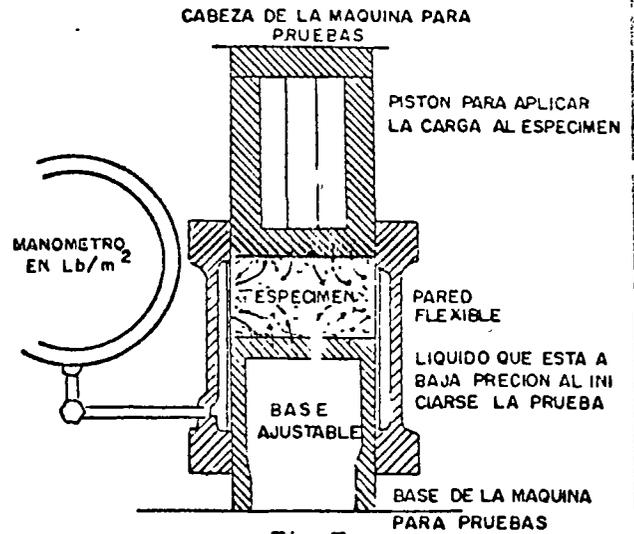


Fig. 7

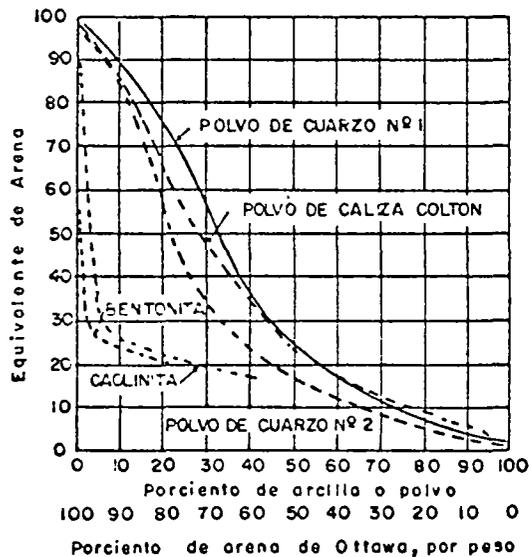


Fig. 9 Efecto de Varios Materiales Finos en el Equivalente de Arena

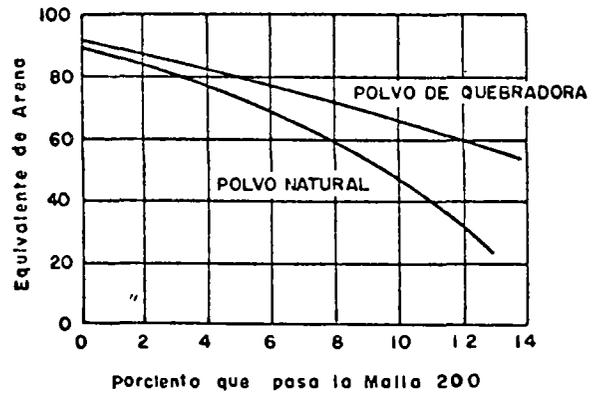


Fig. 10 Efecto del Polvo en el Equivalente de Arena, del Agrigado Fino de Mezcla en Planta, para Carpeta. Muestra 52-2745

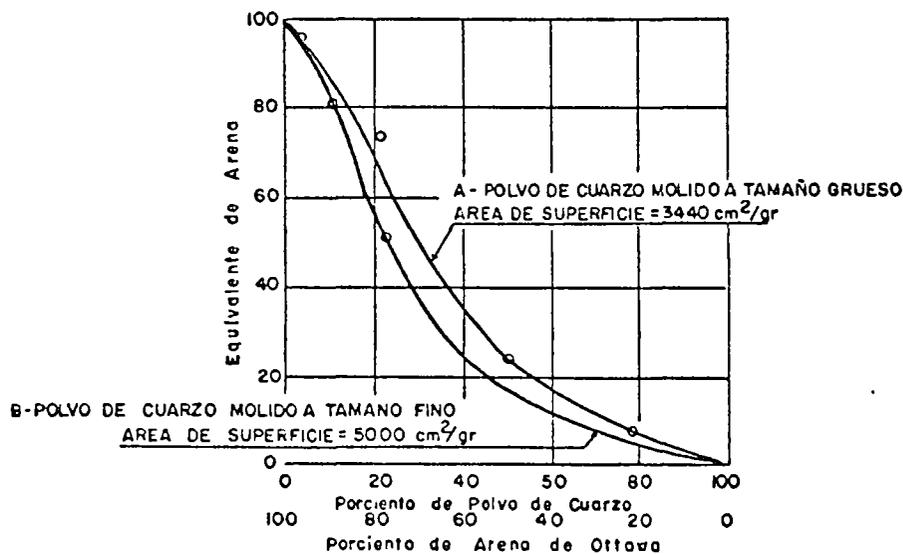


Fig. 11 Polvo de Cuarzo y Arena de Ottawa: Efecto del Tamaño de las Partículas en el Equivalente de Arena

I.4 Otras características.- Se describirán en forma breve -- otras características que son analizadas en los materia-- les pétreos que se emplean en la pavimentación.

Contracción lineal.- La contracción lineal en un material es la reducción de volúmen en el mismo, medida en una de sus dimensiones y expresada como porcentaje de la dimen-- sión original. Cuando la humedad se reduce desde la co-- rrespondiente al límite líquido hasta la del límite de -- contracción. El límite de contracción corresponde al con-- tenido de agua para el cual el suelo alcanza su máxima -- contracción. Representa la plasticidad de dicho material y su susceptibilidad a cambios de volúmen por variaciones-- en el contenido de humedad en el mismo. La determinación de esta propiedad se hace a la porción del material que -- pasa la malla No. 40. Los materiales arenosos tienen una contracción lineal nula, siendo mayor cuando el contenido de arcilla es alto.

Valor Cementante.- Esta prueba tiene por objeto determi-- nar el poder de cementación de la parte del material que-- pasa la malla No. 4, compactada y seca. En el valor ce-- mentante influyen la forma y acomodo de las partículas, -- la plasticidad de los finos y otros fenómenos químicos, -- debidos a la naturaleza propia del material.

Esta característica del material es un factor importante-- para preveer su comportamiento en el pavimento construído, principalmente en el caso de revestimientos o de base y -- sub-bases, cuando es necesario, abrirlas al tránsito sin -- protección. Es deseable que los materiales que forman el pavimento (excepto para mezclas asfálticas o para concre-- to hidráulico, tengan un cierto valor cementante, que en-- cierta forma contribuye a su estabilidad. Debe tenerse -- en cuenta, que un valor cementante alto puede ser debido-- a un exceso de arcilla, lo que de ninguna manera, es de-- seable.

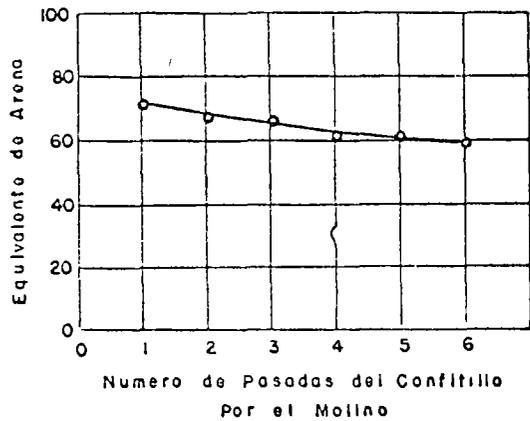


Fig. 12 Efecto del Tamaño de las Partículas de Polvo, 11% de Confitillo Pulverizado y 89% de Arena para Concreto

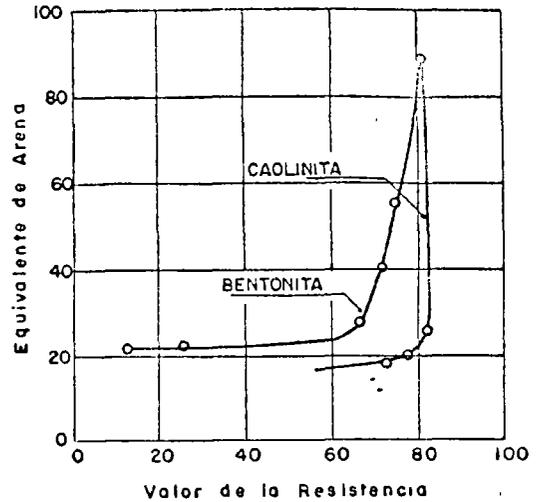


Fig. 13 Valor de la Resistencia en Relacion al Equivalente de Arena en Roca Triturada, para Base, Ajustada a Porcientos Variables de Arcilla

Relacion de Componentes de la mezcla			
Componentes en Menor Proporcion	Componentes en Mayor Proporcion		
	ARENA	LIMO	ARCILLA
ARENOSO	○	φ	⊖
LIMOSO	○	+	+
ARCILLOSO	○	+	-

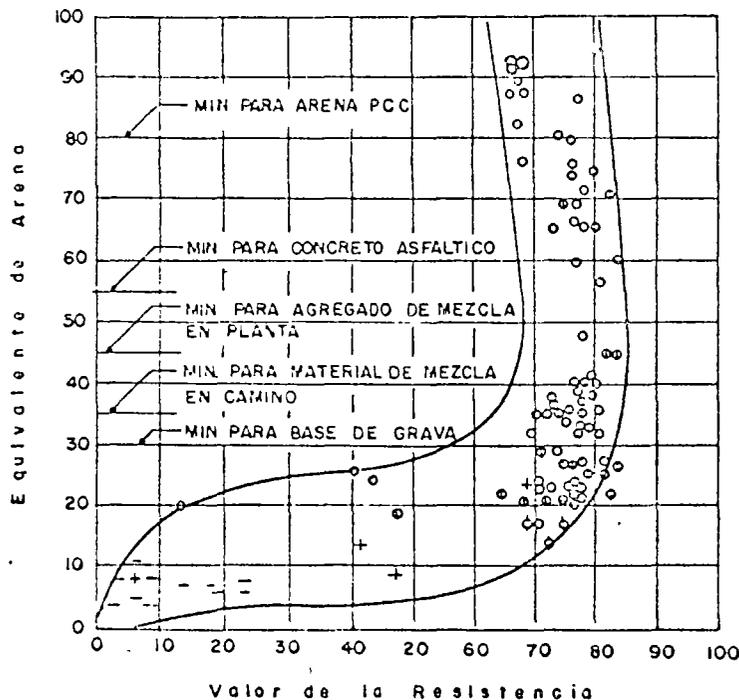


Fig. 14 Equivalente de Arena en Relacion al Valor de la Resistencia

Valor relativo de soporte.- Esta prueba tiene por objeto determinar la calidad de los materiales en cuanto a su valor de soporte se refiere, midiendo la resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado período de saturación.

Con los resultados de esta prueba se puede hacer la siguiente clasificación de materiales.

Valor relativo de soporte	Clasificación
0 - 5	Sub-rasante muy mala
5 - 10	Sub-rasante mala
10 - 20	Sub-rasante regular a buena
20 - 30	Sub-rasante muy buena
30 - 50	Sub-base buena
50 - 80	Base buena
80- 100	Base muy buena.

Absorción.- Esta prueba se efectúa para determinar la cantidad de agua que puede absorber un material estando completamente seco. Es muy importante conocer esta característica de los materiales que nos servirá en los siguientes casos:

- a).- En el procedimiento de compactación; para poder incorporar la cantidad óptima de agua, necesaria para obtener la compactación con el menor esfuerzo.
- b).- En la elaboración de mezclas asfálticas, para que la incorporación del asfalto sea efectuado cuando la cantidad de agua en el material no dificulte la adherencia pétreo-asfalto.
- c).- En la elaboración de concreto hidráulico, para poder dosificar correctamente la cantidad de agua, sin alterar la relación agua-cemento.

Afinidad con el Asfalto.- Como su nombre lo indica, esta prueba, tiene por objeto determinar el grado de afinidad que existe entre el agregado pétreo y la película de asfalto que lo cubre. Si la superficie de la partícula de material pétreo, presenta una mayor afinidad al agua que al asfalto, la primera es atraída hacia la superficie de la partícula, desalojando la película de asfalto, quedando destruída la adherencia pétreo-asfalto. A este tipo de materiales pétreos se les denomina "hidrófilos", es decir, presentan afinidad por el agua. A los materiales que presentan mayor afinidad por el asfalto que por el agua, se les llama "hidrófobos".

Esta característica de los materiales pétreos es debida a fenómenos de tensión superficial entre las fases agregado asfalto-agua.

A continuación se dan algunas recomendaciones para mejorar la adherencia:

- a).- La falta de adherencia entre asfalto y agregado, puede ser debida a la presencia de una película de polvo adherida a la partícula de material pétreo, que impide el contacto de esta con el asfalto. En este caso la práctica recomienda el lavado del material pétreo para desprenderle la partícula de polvo y - - efectuar las pruebas después de este proceso.
- b).- En algunos casos los materiales pétreos, presentan superficies sumamente lisas y redondeadas (gravas de río), que no tienen una buena adherencia con el asfalto. Para esta situación lo recomendable es estudiar, si por medio de trituración se logra obtener nuevas superficies que tengan buena adherencia. Se deberá tener especial cuidado al seleccionar una trituración al tamaño adecuado.

- c).- En algunos tipos de materiales la adherencia es diferente según se trate del tipo de asfalto. Por lo que habrá que estudiar la adherencia del material pétreo con los diferentes tipos de asfaltos para utilizar en forma óptima los materiales, escogiendo -- los que entre sí tengan una mejor adherencia.
- d).- Con el empleo de aditivos se puede mejorar la adherencia de la película de asfalto, cuando en su estado natural, los materiales pétreos no presentan una buena adherencia. Existen diferentes productos elaborados para este fin, por lo que es conveniente -- efectuar pruebas comparativas con estos productos -- para seleccionar el que dé mejores resultados.
- e).- Con algunos materiales que presentan una mala adherencia, se puede mejorar ésta, aplicando cal hidratada o una lechada de cal, al material pétreo.
- f).- Durante el estudio del material pétreo, puede suceder que una parte de este, presente una baja adherencia con el asfalto, por lo que se deberá estudiar la posibilidad de separar por cribado el material inadecuado y sustituirlo por uno que tenga -- buena adherencia. Un ejemplo de este caso puede -- ser la grava de río, en la que la fracción que pasa la malla de 1/4", esté constituido por material hidrófilo, el que por cribado puede ser eliminado -- y sustituido por una arena de buena calidad.

Resistencia al desgaste.- El objeto de esta prueba es -- medir el grado de alteración del material pétreo, determinar la presencia de planos, debilitamiento o cristalización que provoquen una desintegración de las partículas -- del material. Esta prueba se efectúa a los materiales -- que se utilicen en la elaboración de carpetas o losas de concreto hidráulico. Si el material no cumple con los re

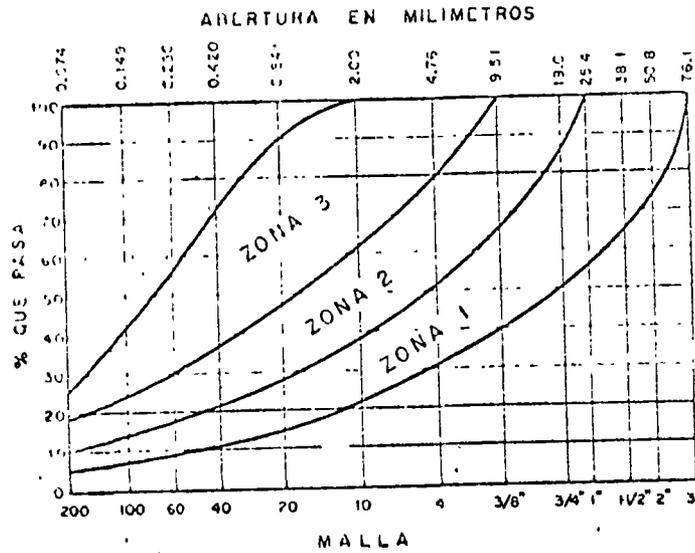
quisitos especificados para esta prueba, no deberá usarse ya que con el paso del equipo de compactación, puede sufrir degradación, con lo que quedarían partículas con superficies nuevas, sin cubrir con asfalto o sueltas, lo que provocaría desprendimientos. Además el efecto de abrasión por el tránsito de vehículos, puede producir efectos semejantes.

91-02.1 Los materiales que se mencionan en el inciso 91-02.1, cuando se emplean como revestimiento de carreteras, deberán llenar los requisitos siguientes:

A) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en el Capítulo CIX de la Parte Novena:

1) La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3, de la Figura Núm. 1. De prefe-

ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS



rencia no deberán utilizarse materiales cuya curva se encuentre alojada en la zona 1.

2) La curva granulométrica deberá afectar una forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente y la relación del porcentaje en peso que pase la malla Núm. 200 al que pase la malla Núm. 40, no deberá ser mayor de sesenta y cinco centésimos (0.65). Podrá aceptarse hasta un cinco por ciento (5%) en volumen, de partículas de tamaño mayor de setenta y seis (76) milímetros (3"), en el material transportado a la carretera, en donde deberán eliminarse.

B) De contracción lineal, valor cementante y valor relativo de soporte: los valores fijados en el siguiente cuadro, determinados con los métodos de prueba citados en el Capítulo CIX de la Parte Novena:

CARACTERISTICAS	ZONAS EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRIA		
	1	2	3
Contracción lineal, en por ciento	6.0 M ^á x.	4.5 M ^á x.	3.0 M ^á x.
Valor cementante para materiales angulosos, en kg/cm ³	5.5 M ^í n.	4.5 M ^í n.	3.5 M ^í n.
Valor cementante para materiales redondeados y lisos, en kg/cm ³	8.0 M ^í n.	6.5 M ^í n.	5.0 M ^í n.
Valor relativo de soporte estándar saturado, en por ciento.....	30 M ^í n.		

LOS MATERIALES PARA SUB-BASE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES EN CARRETERAS

O AEROPISTAS DEBERAN LLENAR LOS REQUISITOS SIGUIENTES:

A) De granulometria, de acuerdo con los métodos de prueba citados en el Capitulo CIX de la Parte Novena:

1) La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 de la Figura Núm. 2 y deberá afectar una forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente. La relación del porcentaje en peso que pase la malla Núm. 200 al que pase la malla Núm. 40, no deberá ser mayor de sesenta y cinco centésimos (0.65).

2) El tamaño máximo de las partículas del material no deberá ser mayor de cincuenta y un (51) milímetros (2").

B) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte y equivalente de arena, los valores fijados en el siguiente cuadro, determinados con los métodos de prueba citados en el Capitulo CIX de la Parte Novena:

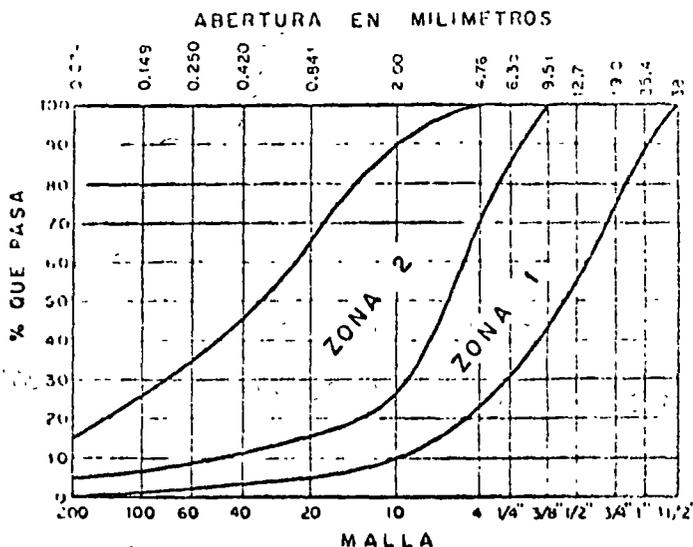
CARACTERISTICAS	ZONAS EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRIA		
	1	2	3
Contracción lineal, en por ciento	6.0 Máx.	4.5 Máx.	3.0 Máx.
Valor cementante para materiales angulosos, en kg/cm ²	3.5 Mín.	3.0 Mín.	2.5 Mín.
Valor cementante para materiales redondeados y lisos, en kg/cm ²	5.5 Mín.	4.5 Mín.	3.5 Mín.
Valor relativo de soporte estándar saturado, en por ciento.....	50 Mín.		
Equivalente de arena, en por ciento.....	20 Mín. (Tentativo)		

LOS MATERIALES PARA BASE EN PAVIMENTO FLEXIBLE Y PARA SUB-BASE EN -
 PAVIMENTOS RIGIDOS DEBERAN DE CUMPLIR CON LOS REQUISITOS SIGUIENTES:

CARACTERISTICAS	ZONAS EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRIA					
	1		2		3	
Límite líquido, en por ciento	30	Máx.	30	Máx.	30	Máx.
Contracción lineal, en por ciento	4.5	Máx.	3.5	Máx.	2.0	Máx.
Valor cementante, para materiales angulosos, en kg/cm ³	3.5	Mín.	3.0	Mín.	2.5	Mín.
Valor cementante, para materiales redondeados y lisos, en kg/cm ³	5.5	Mín.	4.5	Mín.	3.5	Mín.

Cuando la curva granulométrica del material se aloje en dos o más zonas, en la parte correspondiente a las fracciones comprendidas entre las mallas Núms. 40 y 200, la contracción lineal deberá considerarse para la zona en la cual quede alojada la mayor longitud de dicha parte de la curva, excepto cuando la fracción que pase la malla Núm. 200 sea menor de quince por ciento (15%), en cuyo caso la zona considerada será aquella en la que se aloje la mayor longitud de la totalidad de la curva.

ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS



13 d

ZONA DE ESPECIFICACION GRANULOMETRICA PARA MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEEN EN CONCRETOS ASFALTICOS

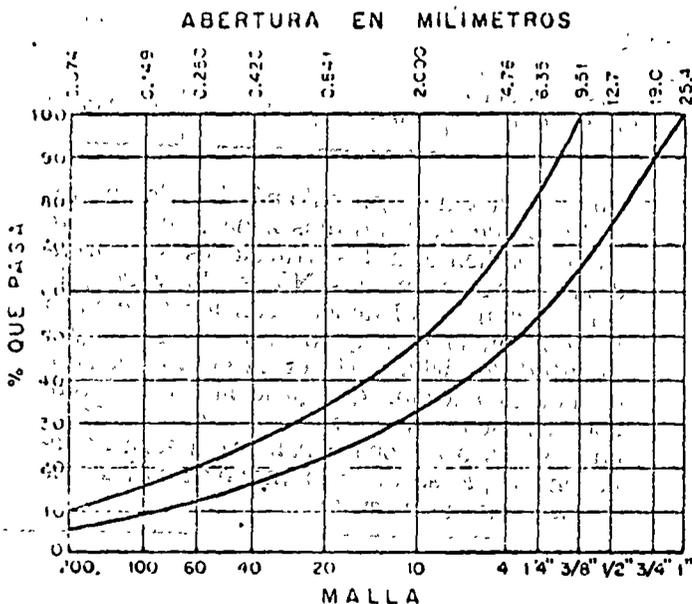


FIGURA NÚM. 2. Contracción lineal.

- 3) Material pétreo para concretos asfálticos 2% Máximo
- C) De desgaste Los Angeles, para cualquier tipo de material pétreo, de acuerdo con los métodos de prueba descritos en el Capítulo CX de la Parte Novena 40% Máximo
- D) De forma de las partículas. Partículas alargadas y/o en forma de lája, determinada con los métodos de prueba descritos en el Capítulo CX de la Parte Novena 35% Máximo

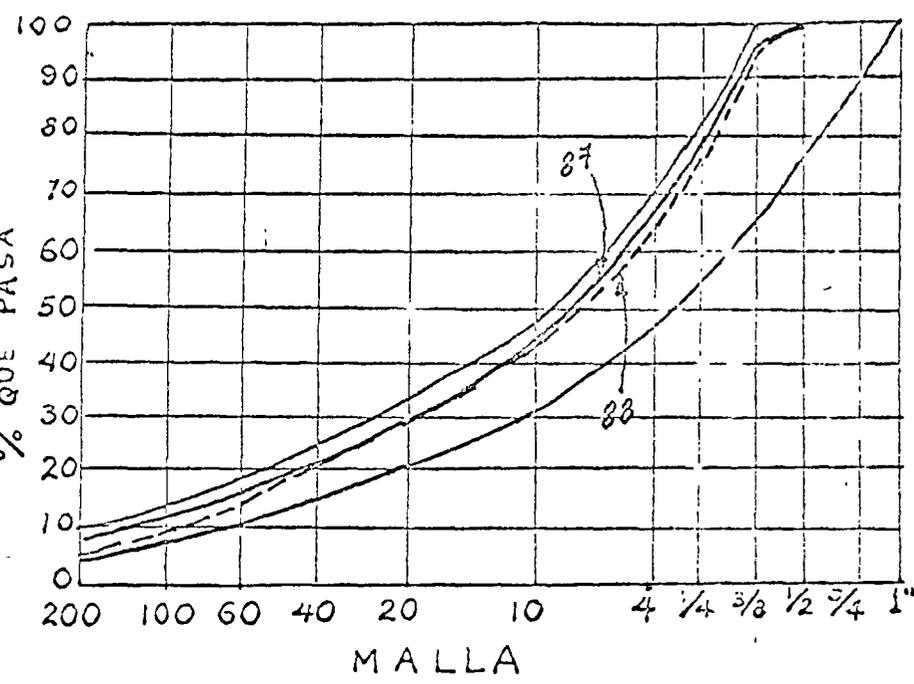
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS

LABORATORIO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO
INFORME DE ENSAYES DE CONCRETOS ASFALTICOS

MATERIAL DE CARPETA ASFALTICA FECHA DE RECIBO 3/1/74
 ENSAYE No. 87 - 88 Muestra No. 1 y 2 FECHA DE INFORME _____
 ENVIADA POR PERSONAL DEL LABORATORIO AEROPUERTO "MEXICO"
 PROCEDENCIA TOMADO DE KEL. 0+120 A 0+140 Y 0+086 A 0+103 FRANJAS 8 Y 11 PLATAFORMA
DEL HANGAR PRESIDENCIAL.

Clasificación Petrográfica

ELEMENTO			% QUE PASA
100	100	100	
100	100	100	
75	97	97	
50	76	72	
25	52	50	
10	31	31	
5	22	22	
2	17	12	
1	12	12	
0	8	6	
Gravidad	2.60		
Alargamiento	2.7		
Desgaste	40.2		



Características Asfalto

Cont. Opt. Asf. (%)	<u>6.3</u> (+)	Cont. Asf. en mezcla -
Peso Vol. Máx. en mezcla compacta		(+) <u>6.5 - 6.8</u>
(Kg/m ³)	<u>2386 - 2353</u>	Permeabilidad
Adherencia <u>B U B N A</u>		Equiv. Arena <u>66.6</u>
% Compact.		% Contr. Lineal <u>0.0</u>

(+) El contenido de asfalto se refiere al residuo asfáltico del producto utilizado expresado como % en peso del material pétreo.

VARIACIONES:

ESTABILIDAD	1224-1247	KG.
RESUJO	4.0 - 3.8	MM.
VACIOS	2.9 - 3.8	%
V.A.S.	17.0 - 18.4	%
VACIOS LLENADOS POR ASP.	83-79	%

EL JEFE DEL LABORATORIO DE CAMPO

13 f

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS

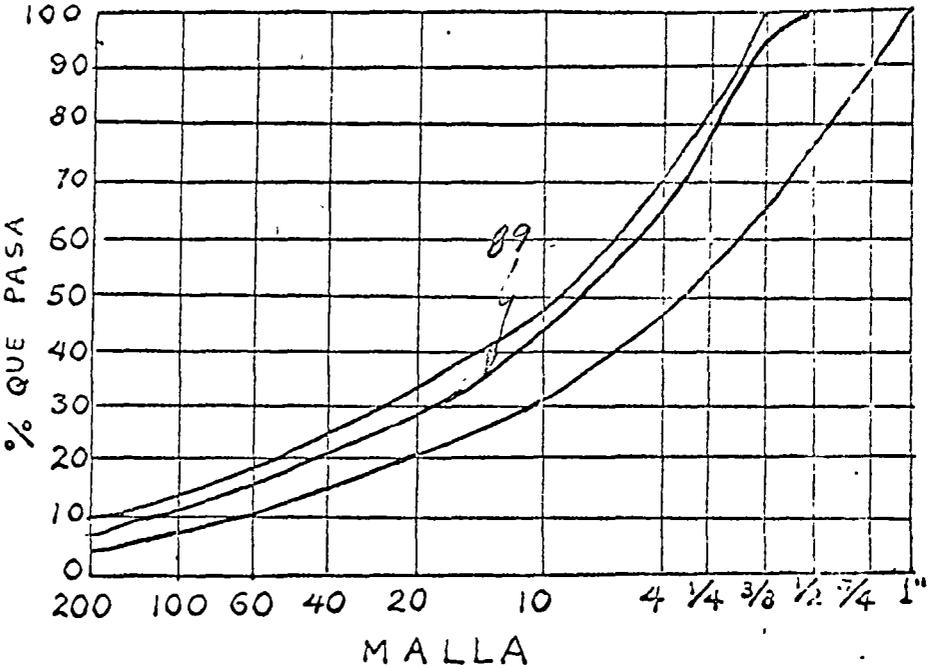
LABORATORIO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO
INFORME DE ENSAYES DE CONCRETOS ASFALTICOS

MATERIAL DE CARPETA ASFALTICA FECHA DE RECIBO 3/1/74
 ENSAYE No. 89 Muestra No. 3 FECHA DE INFORME _____
 ENVIADA POR PERSONAL DEL LABORATORIO AEROPUERTO "MEXICO"
 PROCEDENCIA TOMADO DE KL. 0+110 A 0+139 FRANJA 13 PLATAFORMA DEL HANGAR PRESIDENCIAL

Clasificación Petrográfica:

BASALTO

PESO VOL. SUELTO	
PESO VOL. MAXIMO	
% QUE PASA MALLA	
200"	
150"	
100"	100
75"	
60"	75
40"	57
20"	43
10"	30
4"	22
1 1/2"	17
3/4"	11
1"	7
Porcentaje	2.60
% Absorción	2.7
% Desgaste	40.2



Características Asfalto

Tipo <u>CEMENTO MF. No. 6</u>	Cont. Opt. Asf. (%) <u>6.3</u> (+)	Cont. Asf. en mezcla (+) <u>6.3</u>
Viscosidad	Peso Vol. Máx. en mezcla compacta (Kg/m ³) <u>2385</u>	Permeabilidad
Cont. Asfalto	Adherencia <u>B U E N A</u>	Equiv. Arena <u>66.6</u>
Penetración	% Compact.	% Contr. Lineal <u>0.0</u>

(+) El contenido de asfalto se refiere al residuo asfáltico del producto utilizado expresado como % en peso del material pótreo.

OBSERVACIONES:

ESTABILIDAD - - - - 1231 KG.
 FLUJO - - - - 3.8 MM.
 VACIOS - - - - 3.2 %
 V.A.M. - - - - 16.9 %
 VACIOS LLENADOS POR ASF.-81%.

EL JEFE DEL LABORATORIO DE CAMPO

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION GENERAL DE LABORATORIOS Y CONTROL DE CALIDAD
 DEPARTAMENTO DE LABORATORIOS DE CAMPO

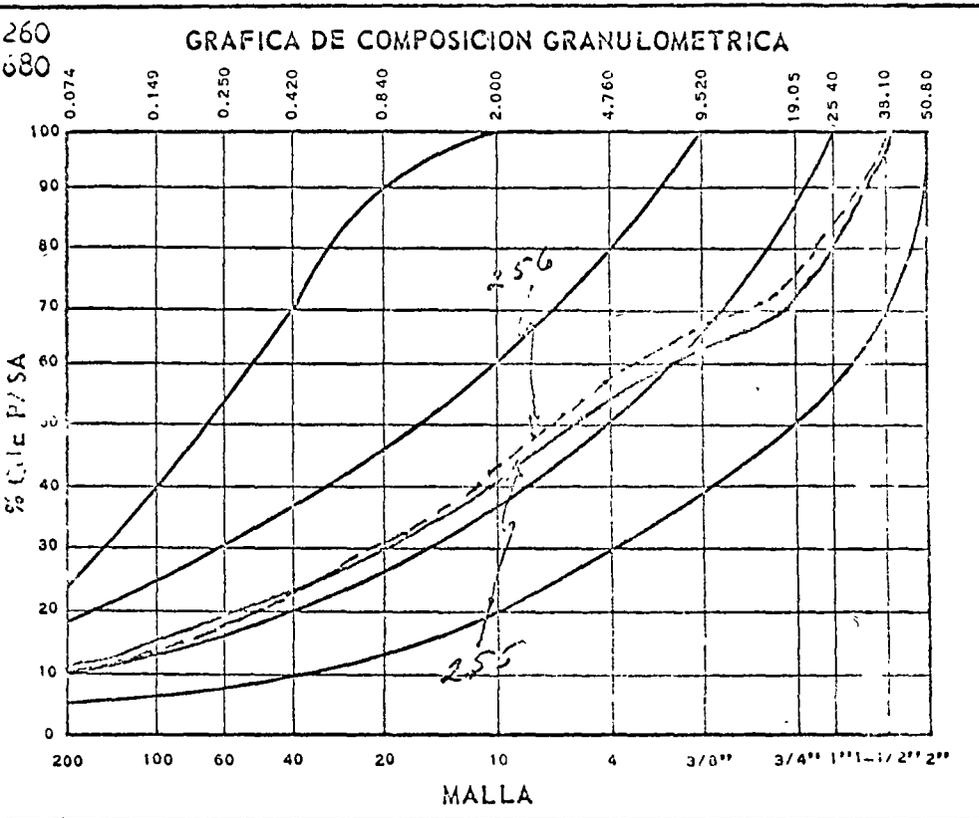
INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES DE BASE Y SUB-BASE

MATERIAL 3000 lb. CAPA EXPEDIENTE _____
 MUESTRA N° 1 Y 2 FECHA DE RECIBO 10/1/74
 LABORATORIO DEL LAB. AEROPUERTO "MEXICO" FECHA DE INFORME _____
 UBICACION 22 KM. 0+225 Y 0+376 RODAJE "KILO" AEROPUERTO "MEXICO"

PESO VOL. SUELTO KG/M3. 1250-1260
 PESO VOL. MAXIMO KG/M3. 1670-1680
 HUMEDAD OPTIMA 13.0-15.6
 % QUE PASA MALLA _____

2"		
1 1/2"	100	100
1"	83	84
3/4"	75	71
3/8"	55	58
N° 4	35	37
" 10	22	23
" 20	15	15
" 40	10	10
" 60	8	8
" 100	7	7
" 250	2	2

% DE PERDICIO en la muestra _____



VALOR S (ESTANDAR) % 12-12
 EXPANSION 0.0-0.0
 VALOR COEFICIENTE 2.0-3.0

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR MALLA N° 40

ABSORCION <u>2.6-5.5</u>	LIMITE LIQUIDO <u>40-29</u>	EQUIV. HUMEDAD CAMPO <u>27-28</u>
DESIPLAZAMIENTO <u>1.2-1.7</u>	LIMITE PLASTICO <u>35-NO PLAST.</u>	CONTRACCION LINEAL <u>2-0.0</u>
	INDICE PLASTICO <u>5-IMP.</u>	

PESO VOLUMETRICO EN EL LUGAR _____
 HUMEDAD EN EL LUGAR _____
 GRADO DE COMPACTACION _____

CLASIFICACION PETROGRAFICA TIPONTLE CON TERETATE.

RECOMENDACIONES

EL LABORATORIO ESTA _____
 EL JEFE DE LABORATORIO DE CAMPO DE _____
 EL JEFE REGIONAL DE LABORATORIOS DE _____
 ARTURO IBARRA VEGA.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

13 h

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS

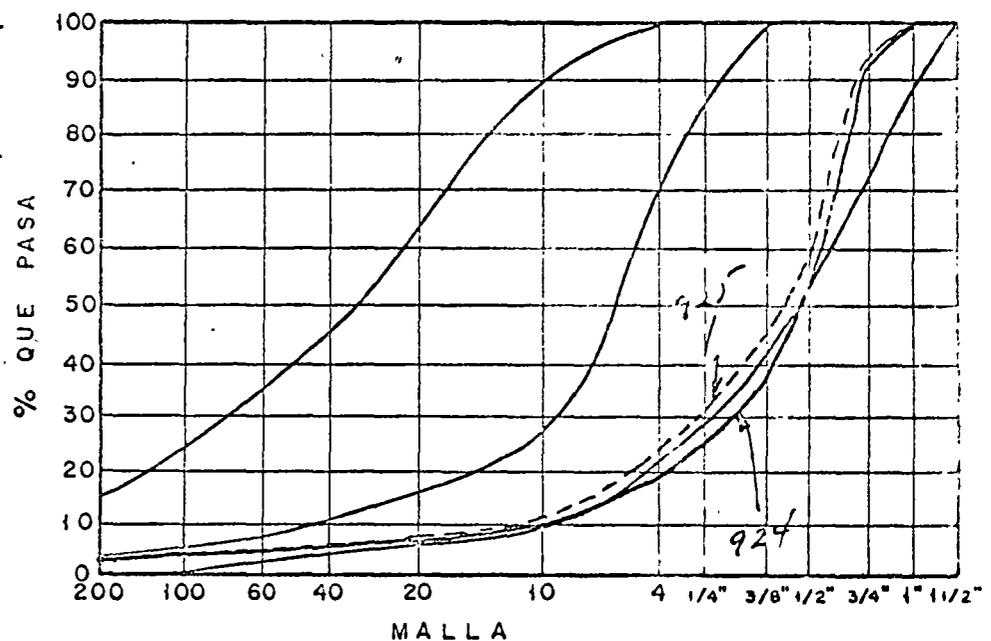
LABORATORIO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO

INFORME DEL ENSAYE DE BASES ASFALTICAS Y/O CAPAS DE RENIVELACION

MATERIAL DE RENIVELACION 4a. CAPA FECHA DE RECIBO 28/1/74
 ENSAYE No. 924 - 925 Muestra No. 1 Y 2 FECHA INFORME _____
 ENVIADA POR PERSONAL DEL LABORATORIO AEROPUERTO "MEXICO"
 PROCEDENCIA TOMADO DE KM. 0+384 A 0+404 Y 0+465 A 0+476 ALA IZQ. FRANJA 8
PLATAFORMA DE OPERACIONES POSICIONES 5, 6 Y 7.

Clasificación Petrográfica

P E Z O N T L E		
PESO VOL. SUELTO	---	---
PESO VOL. MAXIMO	---	---
% QUE PASA MALLA	---	---
1 1/2"	---	---
1"	100	100
3/4"	92	92
1/2"	22	58
3/8"	35	44
1/4"	24	30
No. 4	19	23
" 10	10	11
" 20	6	7
" 40	5	4
" 60	4	3
" 100	3	2
" 200	2	1
Densidad	1.80	---
% Absorción	7.0	---
% Desgaste	21.0	---



Características Asfalto

Tipo <u>CEMENTO ASF. No. 6</u>	Cont. Opt. Asf. (%) <u>9.5</u> (*)	% Compact. <u>96 - 94</u>
Viscosidad	Peso Vol. Máx en mezcla compacta (*) <u>9.3 = 9.3</u>	Cont. asf. en mezcla
Cont. Asfalto	(Kg/m3) <u>1845 - 1822</u>	Permeabilidad
Penetración	Adherencia <u>B U E N A</u>	% Contr. Lineal <u>0.0</u>

(*) El contenido de asfalto se refiere al residuo asfáltico del producto utilizado, expresado como % en peso del material pétreo.

OBSERVACIONES:

ESTABILIDAD - - - - 707 - 705 KG.
 FLUJO - - - - 2.8 - 3.0 MM.
 VACIOS - - - - 10.4-11.6 %
 V.A.H. - - - - 25.6-26.6 %
 VACIOS LLENADOS POR ASF. - 59-56 %

EL LABORATORISTA

EL JEFE DEL LABORATORIO DE CAMRO

ARTURO IBARRA VEGA.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

13 i

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS

LABORATORIO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO

INFORME DEL ENSAYE DE BASES ASFALTICAS Y/O CAPAS DE RENIVELACION

MATERIAL DE RENIVELACION 4a. y 3a. CAPAS FECHA DE RECIBO 28/1/74

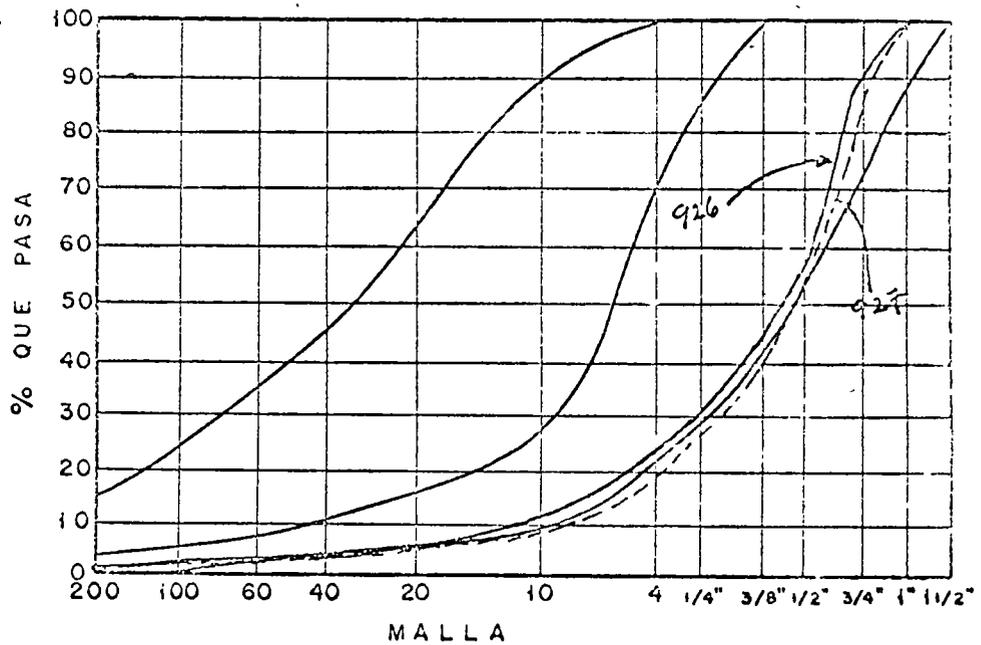
ENSAYE No. 926 - 927 Muestra No. 3 Y 4 FECHA INFORME

ENVIADA POR PERSONAL DEL LABORATORIO AEROPUERTO "MEXICO"

PROCEDENCIA TOMADO DE KM. 0+460 A 0+473 Y 0+438 A 0+470 ALA IZQ. FRANJAS 6 Y 3 PLATAFORMA DE OPERACIONES POSICIONES 5, 6 Y 7.

Clasificación Petrográfica

CONTENIDO		
PESO VOL. SUELTO		
PESO VOL. MAXIMO		
% QUE PASA MALLA		
1 1/2"		
1"	100	100
3/4"	90	88
1/2"	56	55
3/8"	44	40
1/4"	30	27
No. 4	22	19
" 10	11	5
" 20	6	5
" 40	4	4
" 60	3	3
" 100	2	2
" 200	1	1
Densidad	1.30	
% Absorción	7.0	
% Desgaste	21.0	



Características Asfalto

tipo CEMENTO ASF. No. 6	Cont. Opt. Asf. (%) 9.5 (*)	% Compact. 97 - 96
Viscosidad	Peso Vol. Máx en mezcla compacta (*) 9.5 = 9.5	Cont. asf. en mezcla
Cont. Asfalto	(Kg/m3) 1810 = 1797	Permeabilidad
Penetración	Adherencia BUENA	% Contr. Lineal 0.0

(*) El contenido de asfalto se refiere al residuo asfáltico del producto utilizado, expresado como % en peso del material pétreo.

OBSERVACIONES:

ESTABILIDAD - - - - 706 - 694 KG.
 FLUJO - - - - 3.2 - 3.4 MM.
 VACIOS - - - - 11.9-12.5 %
 VACIOS LLENADOS POR ASF. - 56-57 %

EL LABORATORISTA

EL JEFE DEL LABORATORIO DE CAMPO

ARTURO IBARRA VEGA.

I.5 Selección del Banco.- Para efectuar la selección de un banco de materiales es necesario evaluar los siguientes factores:

- a).- Localización.- Es este un factor económico muy importante que hay que tomar en cuenta, ya que la distancia de acarreo desde el banco al lugar de la obra, influye directamente en el costo del material. Así mismo en su localización habrá de considerarse las facilidades de acceso al banco, puesto que en algunas ocasiones hay necesidad de construir accesos hasta el lugar de explotación del banco.
- b).- Tipo y calidad de los materiales.- En algunos bancos, es posible extraer materiales de diferentes tipos, es decir, para sub-base, base, carpeta, etc. y existen otros de los que solamente puede extraerse un solo tipo de material.

El uso de los materiales de un banco, está definido por su calidad, ya que deben de cumplir con las especificaciones señaladas para las diferentes pruebas a que se someten.

- c).- Capacidad.- Dependiendo de su capacidad, se puede decir si es conveniente o no su explotación; ya que para llevar a efecto esto, por lo general es necesario efectuar otras operaciones como desmonte, despalme, etc., por lo que si la capacidad del banco es pequeña, tal vez no resulte conveniente su explotación.
- d).- Procedimiento de explotación.- De acuerdo con la naturaleza del banco y el tipo de materiales que se deseen, será el procedimiento de explotación; que -

puede ser desde simple extracción, hasta una trituration total, o procedimientos combinados de: disgregación, cribado, trituration y lavado. De la misma forma influye el tipo de equipo necesario para efectuar estos trabajos.

De la evaluación racional de cada uno de los factores anteriores y del conjunto de ellos, será la forma de hacer - la mejor selección de un banco de materiales para pavimentación.

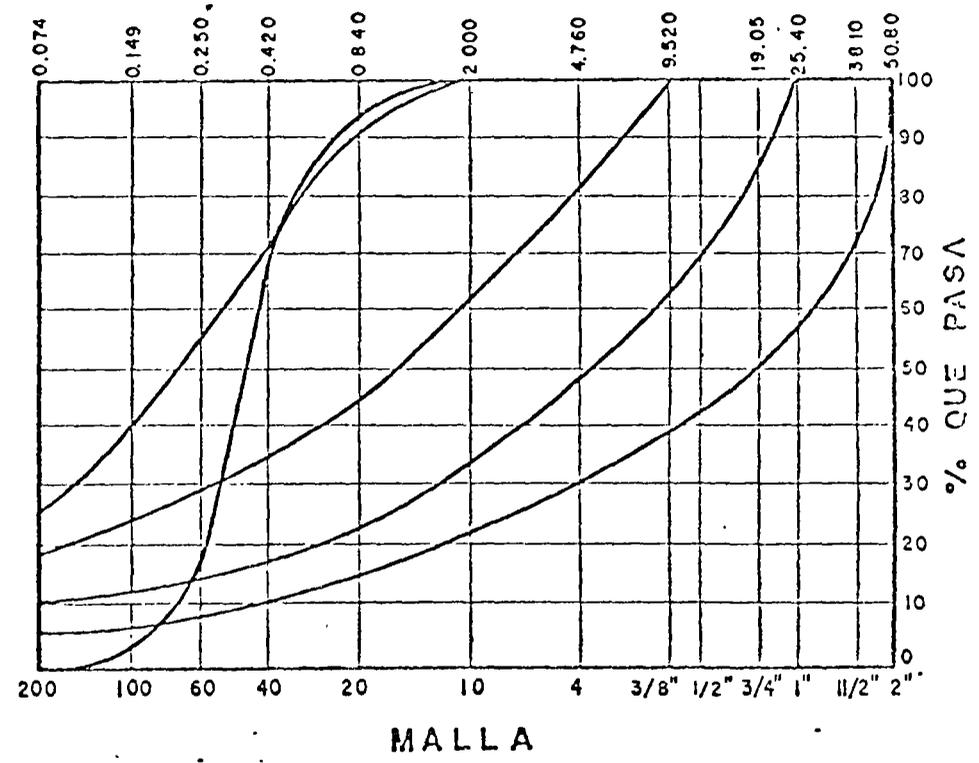
CARRETERA. _____ AEROPUERTO DE MANZANILLO, COJ., _____
 TRAMO. _____
 SUB-TRAMO. _____
 ORIGEN. _____

DENOMINACION BANCO PLAYA DE ORO PRESTAMO DE MATERIAL PARA CUERPO DE TERRAPLEN
 VOLUMEN APROVECHABLE _____ UBICACION MUESTRA REPRESENTATIVA DEL MATERIAL EMPLEADO
 EN LA CONSTRUCCION DE LAS TERRACIAS DE LA PISTA

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL

Ensaye	2024				
Sondeo					
Muestra					
LL(%)					
LP(%)					
IP(%)					
CL(%)					
> 2"					
G(%)	0				
S(%)	99.7				
F(%)	0.3				
EA(%)	94.5				
Clasificación S.O.P.	SP				
C.B.R. (%)	19.8	22.1	22.1	20.0	
Expansión %	0.02	0.02	0.02	0.0	
V.R.S. MOD.					
w _o †					
P.V.S. T/m ³					
P.V.M. T/m ³	1665	1670	1650	1660	
w _{opt} %	12.8	11.5	11.8	11.9	
P.V.M.T/m ³	1610	(Proctor)			
w _{opt.2}	4				

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

15 a

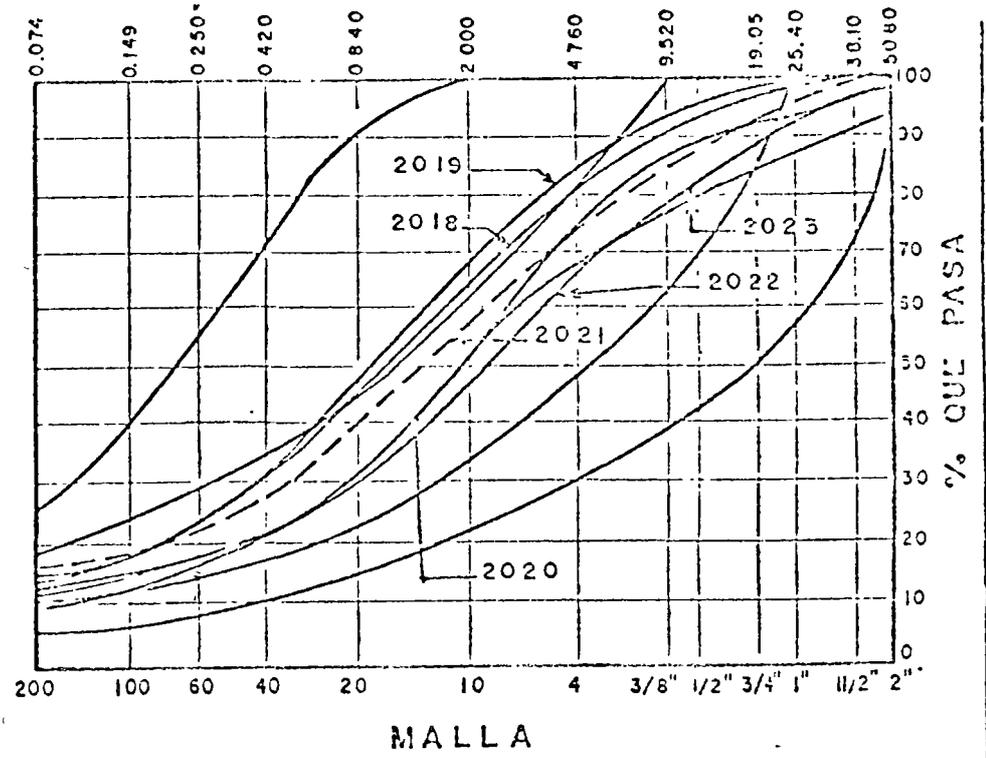
CARRETERA. ALPUERTO DE MANZANILLO, COL.
 TRAMO _____
 SUB-TRAMO _____
 ORIGEN _____

DENOMINACION BANCO "LA VENADA" PRESTAMO DE MATERIAL PARA CAPA SUBRASANTE
 VOLUMEN APROVECHABLE _____ UBICACION _____

CAPACTERISTICAS DEL MATERIAL

Ensaye	2018	2019	2020	2021	2022	2023
Sondeo	1+600	2+000	2+400	2+800	3+200	3+600
Muestra	1	2	3	4	5	6
LL(%)	29.5	22.2	28.7	29.3	27.9	29.9
LP(%)	15.5	13.2	15.1	14.1	14.0	13.7
IP(%)	13.5	9.0	13.6	15.2	13.9	16.2
CL(%)	4.7	2.6	5.2	5.8	5.1	5.9
> 2"	--	--	--	--	--	--
G(%)	19.9	16.2	25.0	25.7	32.1	34.9
S(%)	65.5	71.7	65.3	59.1	57.4	54.7
F(%)	14.6	12.1	9.7	15.2	10.5	10.4
EA(%)	22.2	23.1	22.5	18.9	23.4	22.5
Clasificación S.O.P.	SC	SC	SW-SC	SC	SW-SC	SW-SC
C.B.R. (%)	70.0	81.0	67.8			
Expansión %	0.34	0.18	0.24			
VR.S. MOD.						
W _o ⁺						
P.V.S. T/m ³						
P.V.M. T/m ³	2100	2110	2125			
W opt %	5.6	5.9	5.5			

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES: Los valores del CBR estándar consignados en la tabla por triplicado, fueron determinados de una muestra integral producto de la mezcla de las 6 muestras obtenidas en las estaciones anotadas.

156

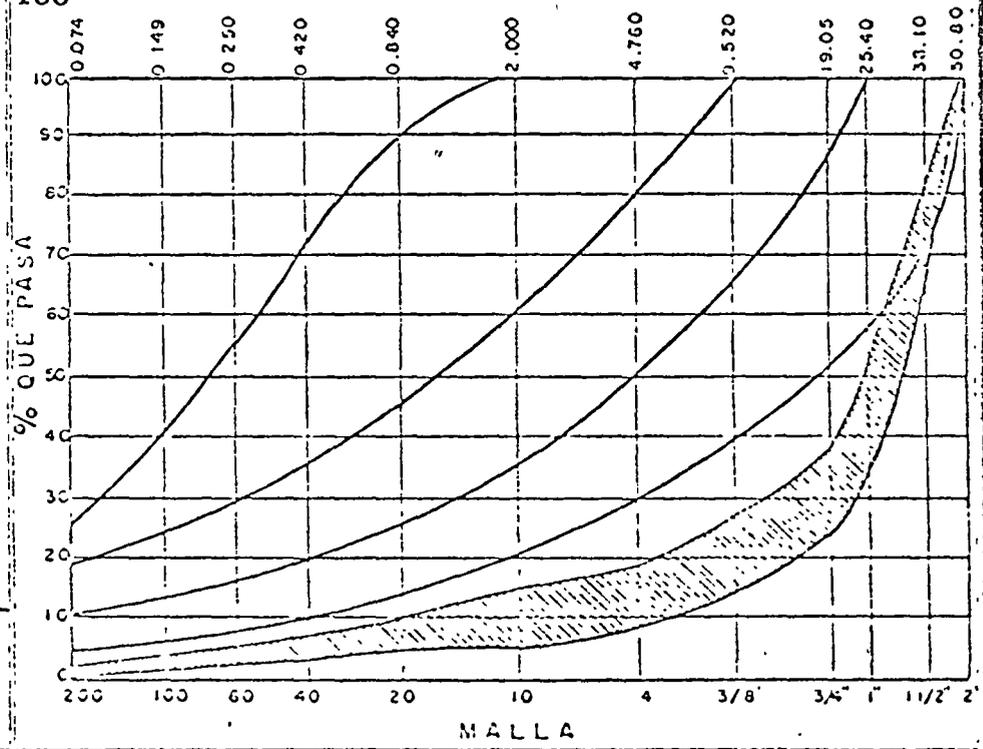
11-7

OBRA : AEROPUERTO SAN JOSE DEL CARO ENSAYE N° : _____
 LOCALIZACION: _____ FECHA : Sept. 1972
 SONDEO N° : _____ OPERADOR : Mollinedo
 MUESTRA N° : _____ PROF. : _____ CALCULO : Mollinedo
 DESCRIPCION: Banco El Cantil

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES DE BASE Y SUB-BASE

Peso Vol. Suelto Kg/m³ 1324-1444
 Peso Vol. Máximo Kg/m³ 2016-2180
 Humedad Optima 4.5 - 8.7
 % Que pasa malla _____
 2" _____
 1 1/2" _____
 1" _____
 3/4" _____
 3/8" _____
 No. 4 _____
 No. 10 _____
 No. 20 _____
 No. 40 _____
 No. 60 _____
 No. 100 _____
 No. 200 _____
 % Desperdicio en la muestra _____

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



V.R.S (Estándar) % 66-116
 % Expansión 0.26 - 0.00

PRUEBAS EN MAT. MAYOR 3/8" : PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR MALLA N°. 40

Absorción _____	Límite Líquido <u>19.1 - 27.8</u>	Equivalente de Arena _____
Densidad _____	Límite Plástico <u>NP</u>	Contracción Lineal _____
Curabilidad _____	Índice Plástico _____	<u>Inapreciable</u>

Peso Vol en el Lugar _____
 Humedad en el Lugar _____
 Grado de Compactación _____

Clasificación GM

OBSERVACIONES.- Resumen de resultados de ensayos de laboratorio. Las granulometrías se alojan dentro del área sombreada de la gráfica. Los valores indicados como resultados de ensayos, corresponden al mínimo y máximo obtenidos.

OBRA: AEROPUERTO SAN JOSE DEL CAÑO

ENSAYE N°: 15 d

LOCALIZACION: _____

FECHA: Sept. 1972

SONDEO N°: _____

OPERADOR: Mollinedo

MUESTRA N° 324 & 337 PROF. _____

CALCULO: Mollinedo

DESCRIPCION: Banco Pírrillas

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES DE BASE Y SUB-BASE

Peso Vol. Suelto Kg./m³ 1503-1604

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA

Peso Vol. Máximo Kg./m³ 2070-2270

Humedad Optima 5.76 - 9.83

% Que pasa malla _____

2" _____

1 1/2" _____

1" _____

3/4" _____

3/8" _____

No. 4 _____

No. 10 _____

No. 20 _____

No. 40 _____

No. 60 _____

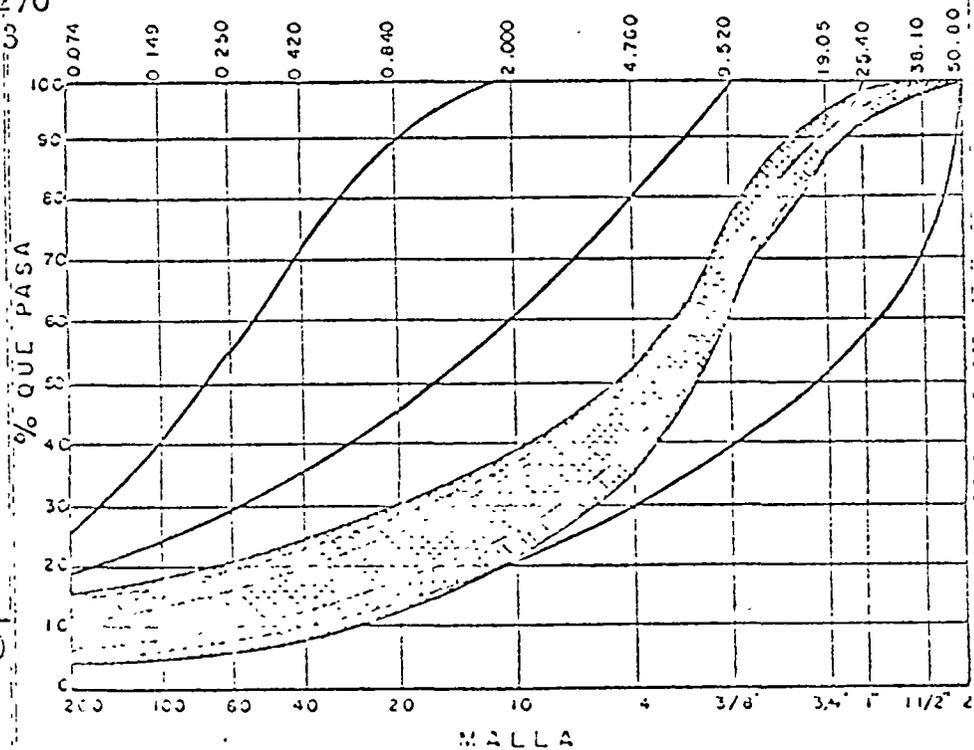
No. 100 _____

No. 200 _____

% Desperdicio en la muestra _____

V.R.S. (Estándar) % 7.0-30.0

% Expansión 0.19 - 0.47



PRUEBAS EN MAT. MAYOR 3/8

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR MALLA N° 40

Absorción _____

Límite Líquido 5.5 - 51.5

Equivalente de Arena _____

Densidad _____

Límite Plástico 17.2 - 26.9

Contracción Lineal 6.52-12.78

Durabilidad _____

Índice Plástico 11.6 - 33.2

Peso Vol. en el Lugar _____

Clasificación _____

Humedad en el Lugar _____

Grado de Compactación _____

OBSERVACIONES.- RESUMEN DE ENSAYES DE LABORATORIO

Los valores indicados como resultados de ensayos de laboratorio, corresponden al mínimo y máximo obtenidos

Las granulometrías se alojan dentro del área sombreada; la mayoría en el sombreado intenso de la gráfica.

OBRA AEROPUERTO SAN JOSE DEL CA.
 LOCALIZACION: _____
 SONDEO N°: _____
 MUESTRA N°: 305-321 PROF.: _____
 DESCRIPCION: Banco El Tanque

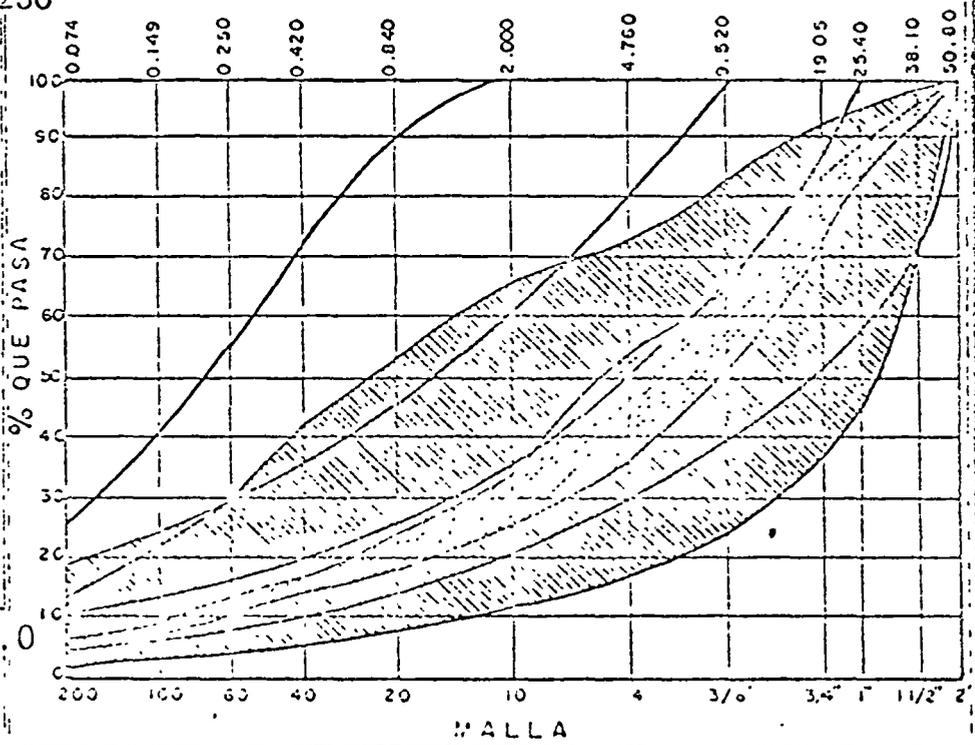
ENSAYE N°: 152
 FECHA: Sept. 1972
 OPERADOR: Mollinedo
 CALCULO: Mollinedo

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES DE BASE Y SUB-BASE

Peso Vol. Suelto Kg./m³ 1770-1572
 Peso Vol. Máximo Kg./m³ 2060-2230

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA

Numero Optimo 4.38-7.75
 % Que pasa malla _____
 2" _____
 1 1/2" _____
 1" _____
 3/4" _____
 3/8" _____
 No. 4 _____
 No. 10 _____
 No. 20 _____
 No. 40 _____
 No. 60 _____
 No. 100 _____
 No. 200 _____
 % Desperdicio en la muestra _____
 V. R.S (Estandar) % 62.5-100.0
 % Expansión 0.18 - 0.56



PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 3/8
 Absorción _____
 Densidad _____
 Durabilidad _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR MALLA N°. 40
 Límite Líquido 10.0 - 27.5
 Límite Plástico 0 - 20.2
 Índice Plástico 0 - 7.0
 Equivalente de Arena _____
 Contracción Lineal 0 - 3.47

Peso Vol. en el Lugar _____
 Humedad en el Lugar _____
 Grado de Compactación _____

Clasificación GM

OBSERVACIONES.- RESUMEN DE ENSAYES DE LABORATORIO
 Los valores indicados como resultados de ensayos de laboratorio, corresponden al mínimo y máximo obtenidos.
 Las granulometrías se alojan dentro del área sombreada; la mayoría, en el sombreado intenso de la gráfica.

		BANCOS		DE MATERIALES.				
Banco No.	Denominación	Distancia media de acarreo Kms.	Clasificación Geotécnica.	Volumen Aprox. M3.	Clasificación Presu puesto de Corte en Banco.	Despalme	Tratamiento	Utilización.
1	EL CANTIL	6	Granito poco alterado (Rii)	300,000	00-00-100	Frentes sobre cantil con descopete de 0.50 m. Requiere Limpieza.	Trituración total y cribado para base. Deberá mezclarse con material de los bancos A y B en proporción 70-30 en volumen.	Base y -carpeta
2	EL TANQUE	15	Roca ignea muy alterada (Rii)	30,000	00-80-20	Banco ya explotado con frentes abiertos. Requiere limpieza y despalme de 40 cm. en 30% del área.	Trituración Parcial	Sub-Base
3	PALMILLAS	22	Roca ignea muy alterada (Rii)	100,000	00-80-20	Banco ya explotado con frentes abiertos. Requiere limpieza y despalme en 40 cm. en 60% de área.	Trituración Parcial	Sub-Base
4	"A" y "B"	0.6	Arena gruesa muy poco li-mosa (SM)	500,000	100-00-00	15 Cms.	Ninguno	Capa sub-rasante y mezcla con el Banco El Cantil para base
5	BANCO DE AGUA	3		Suficiente				Compactación.

II.1 Materiales Asfálticos.- Los materiales asfálticos que se utilizan para aglutinar los materiales pétreos empleados en la elaboración de mezclas asfálticas son: Cementos asfálticos, asfaltos rebajados y emulsiones asfálticas.

Los cementos asfálticos son obtenidos por un proceso de destilación del petróleo para eliminar a este sus solventes volátiles y parte de los aceites.

Los asfaltos rebajados son materiales asfálticos líquidos compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente. Estos pueden ser de fraguado rápido, medio o lento, según sea el tipo de disolvente; gasolina, queroseno o un aceite ligero.

Las emulsiones asfálticas son materiales asfálticos líquidos estables, formados por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de asfalto. Las emulsiones asfálticas pueden ser aniónicas si los glóbulos de asfalto tienen carga electronegativa o pueden ser catiónicas si los glóbulos de asfalto tienen carga electropositiva. Además pueden ser de rompimiento rápido, medio o lento.

Una mezcla asfáltica es el producto obtenido mediante la incorporación y distribución uniforme de un material asfáltico en uno pétreo. De acuerdo con sus características y condiciones de uso se recomienda que se elaboren con los materiales asfálticos que se fijan en el siguiente cuadro.

MATERIAL ASFALTICO EMPLEO RECOMENDABLE EN LA CONSTRUCCION DE CARPETAS Y SOBRECARPETAS.

	<u>PARA CARRETERAS</u>	<u>PARA AEROPISTAS</u>
	Tránsito diario en ambos sentidos en vehículos pesados.	Aviones con peso total en Tons.
Cemento asfáltico	Más de 1,000	Más de 20
Asfalto rebajado	1,000 Máximo	20 Máximo
Emulsión asfáltica	1,000 Máximo	20 Máximo

Las mezclas asfálticas en cuanto a su procedimiento de -- elaboración se pueden clasificar en mezclas en frío y mezclas en caliente.

En las mezclas en frío el material asfáltico empleado es un asfalto rebajado o una emulsión asfáltica.

Los asfaltos rebajados se recomiendan para climas secos o cuando se cuenta con el material pétreo con una humedad menor que la de absorción; ya que si no es así implicaría un proceso de secado, del material pétreo, previo a la incorporación del asfalto rebajado.

El asfalto que se usa comúnmente en estas mezclas es del tipo FR-3.

Las emulsiones asfálticas se recomiendan para climas húmedos o cuando es difícil obtener material pétreo con una humedad menor que la de absorción. Ejemplo, materiales--hiérófilos.

En las mezclas elaboradas en caliente, se utiliza como -- aglutinante un cemento asfáltico que generalmente es del No. 6.

Se describirán a continuación en forma breve, los objetivos de algunas de las pruebas que se efectúan a los materiales asfálticos.

- 1.-) Determinación de la viscosidad de asfaltos rebajados y emulsiones asfálticas.

El objeto de esta prueba es determinar el grado de fluidez de un asfalto líquido a una temperatura determinada con lo que indirectamente se mide, el grado de manejabilidad del producto asfáltico.

En un mismo producto asfáltico, la viscosidad disminuye a medida que su temperatura aumenta y por lo tanto se hace más manejable. Por este motivo se han tomado ciertas temperaturas para hacer la comparación. (25°C, 50°C, 60°C, etc.)

De la comparación de varios productos asfálticos, - aquel cuya viscosidad sea menor a una misma temperatura, será el más manejable.

2.-) Destilación de los asfaltos rebajados.

Con esta prueba se determina la cantidad de solvente y sus características. Así mismo se mide la cantidad de residuo de la destilación (cemento asfáltico), con lo que es posible clasificar el asfalto rebajado en estudio.

Por el tipo de solvente se puede clasificar al asfalto rebajado, en cuanto a su velocidad de fraguado (rápido medio o lento). Por la cantidad de solvente con respecto a su residuo, recibe una clasificación que en orden progresivo empieza en 0 y termina en 4; correspondiendo una mayor cantidad de solvente entre menor sea el número del asfalto rebajado.

3.-) La prueba de penetración en el residuo de la destilación o en cementos asfálticos, tiene por objeto determinar el grado de dureza en estos. Se ha comprobado que cuanto más rígido es el asfalto, más fuertemente une las partículas del material pétreo en una mezcla asfáltica. Teniendo en cuenta estas consideraciones prácticas, esta prueba refleja la consistencia del cemento asfáltico, a una temperatura de 25°C. La prueba se realiza permitiendo que una aguja de dimensiones especificadas, con un peso de 100 gm. penetre en el material durante 5 seg. A continuación se mide en décimas de milímetro, la profundidad a que la aguja se hunde en el asfalto.

Por ejemplo: en un material que tenga una penetración de 100, la aguja se hundirá en el asfalto exactamente 1 cm. La penetración es inversamente proporcional a la consistencia, es decir, cuanto mayor es la penetración, más blando es el asfalto.

CAPACERISTICAS	GRADO				
	FL-0	FL-1	FL-2	FL-3	FL-4
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO					
Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo	66	66	80	95	107
Viscosidad Saybolt-Furell:	75-150	75-150	100-200	250-500	125-250
A 25°C, segundos					
A 30°C, segundos					
A 35°C, segundos					
Destilación: Destilado total a 300°C, por ciento en volumen	15-40	10-30	5-25	2-15	10 Máx.
Agua por destilación, por ciento, máximo	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Residuo asfáltico de 100 grados de penetración, por ciento, mínimo	40	50	60	70	75
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Flotación en el residuo de la destilación, a 25°C, segundos	15-100	20-100	25-100	50-125	60-150
Ductilidad del residuo asfáltico de 100 grados de penetración, 25°C, cm, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

E) Emulsiones asfálticas aniónicas

CARACTERISTICAS	GRADO				
	ROMPIMIENTO RAPIDO		ROMPIMIENTO MEDIO	ROMPIMIENTO LENTO	
	RR-1	RR-2	RM-2	RL-1	RI-2
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO					
Viscosidad Saybolt-Furell a 25°C, segundos	20-100	75-400	100 Mín.	20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furell a 30°C, segundos					
Residuo de la destilación, por ciento en peso, mínimo	57	62	62	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en por ciento, máximo	3	3	3	3	3
Demulsibilidad:					
35 ml de 0.02N CaCl ₂ , por ciento, mínimo	60	30			
50 ml de 0.10N CaCl ₂ , por ciento, máximo			30		
Retención en la malla Núm. 20, por ciento, máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Viscosidad con cemento Portland, por ciento, máximo				2.0	2.0
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, 25°C, 100 g, 5 segundos, grados	100-200	100-200	100-200	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5
Ductilidad, 25°C, cm, mínimo	40	40	40	40	40

Nota: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de treinta por ciento (30%) al bajar su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a diez grados centígrados (10°C), ni bajar más de treinta por ciento (30%) al subir su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a cuarenta grados centígrados (40°C).

F) Emulsiones asfálticas catiónicas

CARACTERISTICAS	GRADO					
	ROMPIMIENTO RAPIDO		ROMPIMIENTO MEDIO		ROMPIMIENTO LENTO	
	RR-2K	RR-3K	RM-2K	RM-3K	RL-2K	RL-3K
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO						
Viscosidad Saybolt-Furell, 25°C, segundos					20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furell, 30°C, segundos	20-100	100-400	50-500	50-500		
Residuo de la destilación, por ciento en peso, mínimo	60	65	60	65	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en por ciento, máximo	5	5	5	5	5	5
Retención en la malla Núm. 20, por ciento, máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Cubrimiento del agregado (en condiciones de trabajo). Prueba de resistencia al agua:						
Agregado seco, por ciento de cubrimiento, mínimo			80	80		
Agregado húmedo, por ciento de cubrimiento, mínimo			60	60		
Solubilidad con cemento Portland, por ciento, máximo					2	2
Carga de la partícula	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva	6.7	6.7
pH, máximo	3	3	20	12		
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACION						
Penetración, 25°C, 100 g, 5 segundos, grados	100-250	100-250	100-250	100-250	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento						

A) Cementos asfálticos

19 b

CARACTERÍSTICAS	CLASIFICACION ASFALTICO			
	Núm. 3	Núm. 6	Núm. 7	Núm. 8
Penetración, 100 g 5 s. 25°C, grados	180-200	80-100	60-70	40-50
Viscosidad Saybolt-Furol: A 27°C, s, mínimo.....	60	55	100	120
Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo	220	232	232	232
Punto de reblandecimiento, °C.....	37-43	45-52	48-56	52-60
Ductilidad, 25°C, cm, mínimo.....	60	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5
Prueba de la película delgada, 50 cm ² , 5 h, 163°C: Reacción retardada, por ciento, mínimo.....	40	50	51	58
Pérdida por calentamiento, por ciento, máximo.....	1.4	1.0	0.8	0.8

B) Asfaltos rebajados de fraguado rapido

CARACTERÍSTICAS	G R A D O				
	FR-0	FR-1	FR-2	FR-3	FR-4
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag), °C mínimo..			27	27	27
Viscosidad Saybolt-Furol: A 27°C, segundos	75-150	75-150	100-200	250-500	125-250
A 50°C, segundos					
A 100°C, segundos.....					
A 182°C, segundos.....					
Destilación: Por ciento del total destilado a 360°C					
Hasta 190°C, mínimo	15	10			
Hasta 225°C, mínimo	55	50	40	25	8
Hasta 260°C, mínimo	75	70	65	55	40
Hasta 315°C, mínimo	90	88	87	83	80
Residuo de la destilación a 360°C. Por ciento del volumen total por diferencia, mínimo	50	60	67	73	78
Agua por destilación, por ciento, máximo.....	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, grados	80-120	80-120	80-120	80-120	80-120
Ductilidad en centímetros, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.....	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

C) Asfaltos rebajados de fraguado medio

CARACTERÍSTICAS	G R A D O				
	FM-0	FM-1	FM-2	FM-3	FM-4
PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag), °C mínimo..	38	38	66	66	66
Viscosidad Saybolt-Furol: A 27°C, segundos	75-150	75-150	100-200	250-500	125-250
A 50°C, segundos					
A 100°C, segundos.....					
A 182°C, segundos.....					
Destilación: Por ciento del total destilado a 360°C					
Hasta 190°C, máximo	25	20	10	5	0
Hasta 225°C,	40-70	25-65	15-55	5-40	30 MAX
Hasta 260°C,	75-93	70-90	60-87	55-85	40-80
Residuo de la destilación a 360°C. Por ciento del volumen total por diferencia, mínimo	50	60	67	73	78
Agua por destilación, por ciento, máximo.....	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, grados	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300
Ductilidad en centímetros, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.....	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

III.-Cemento Portland.- Este material puede usarse en diferentes elementos de un pavimento:

En estabilizaciones de materiales para sub-bases o bases en las que se mezclan el material pétreo con pequeñas cantidades de cemento Portland (menores de 5%), cuyo objeto es disminuir la plasticidad y sus efectos en el material por estabilizar.

En sub-base o bases de tipo rígido, cuando estas son de suelo-cemento, en las que el porcentaje de cemento portland que interviene es del orden del 10%.

En la elaboración de concreto hidráulico, para losas de pavimento, en las que en gran parte, la resistencia del concreto es originada por el cemento portland.

En la elaboración de mezclas asfálticas, cuando el material pétreo carece de partículas muy finas, que den lugar a una gran cantidad de vacíos no deseables en la mezcla, y que a la vez el cemento portland ayuda a mejorar la adherencia pétreo-asfalto.

IV.- Cal Hidratada.- Este material se usa principalmente en -
estabilizaciones de materiales para sub-bases y bases; y-
en materiales para mezclas asfálticas con objeto de mejo-
rar las características de adherencia pétreo-asfalto.

V.- Aditivos.- Los aditivos según su utilización, en pavimentos, podemos clasificarlos en:

- a).- Aditivos para asfaltos.
- b).- Aditivos para concreto hidráulico.

Los aditivos para asfaltos, tienen por objeto, mejorar las características de adherencia entre el agregado pétreo y los materiales asfálticos, produciendo una actividad superficial iónica, por la que tiendan a incrementar la adherencia en la interfase entre el agregado pétreo y el material asfáltico, conservándola aún en presencia del agua. Estos aditivos por lo general, se aplican directamente al material asfáltico, antes de mazclar éste con el agregado pétreo.

Los aditivos para concreto hidráulico son materiales que se emplean para modificar algunas de las características.

Se dividen en cinco tipos cuyos efectos se indican a continuación:

Tipo A.- Aditivos reductores de agua. Son los que permiten:

- 1).- Incrementar la resistencia al reducir la relacion agua-cemento, conservando la consistencia.
- 2).- Aumentar la trabajabilidad para una resistencia dada.

Tipo B.- Aditivos retardantes de fraguado. Son los que retardan el fraguado, para aumentar el tiempo de manejo antes de su colocación.

Tipo C.- Aditivos acelerantes de fraguado. Son los que aceleran el fraguado y permiten obtener mayor resistencia a corta edad del concreto.

Tipo D.- Aditivos reductores de agua y retardantes de fraguado, son los que proporcionan efectos combinados de los tipos A y B.

Tipo E.- Aditivos reductores de agua y acelerantes de fraguado. Son los que proporcionan efectos combinados de los Tipos A y C.

VI.- Polimeros y Fibras de Vidrio o de Acero.- Dentro de los avances recientes en la elaboración de concreto hidráulico, cabe mencionar el empleo de polimeros y fibras de vidrio o de acero.

La experiencia que se ha obtenido, en algunos países, con el empleo de estos materiales, es que mejoran notablemente algunas características del concreto. Por ejemplo, -- con el uso de polimeros dentro del concreto, se aumenta considerablemente su resistencia a la compresión, sobre todo cuando se emplean con agregados ligeros.

El empleo de fibras de vidrio o de acero en concreto hidráulico para losas de pavimento, aumenta casi al doble la resistencia a la tensión por flexión de un concreto normal; teniendo además la ventaja de que se pueden construir -- grandes tramos sin necesidad de poner juntas por temperatura, ya que con la inclusión de las fibras no se producen agrietamientos por este motivo.

B I B L I O G R A F I A .

PARTE OCTAVA DE LAS ESPECIFICACIONES
GENERALES DE CONSTRUCCION S.O.P.
EDICION 1 9 7 0 . .

PARTE NOVENA, LIBROS 1o. Y 2o. DE LAS
ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONS- -
TRUCCION S. O. P.
EDICION 1 9 5 7 .

PRUEBA DEL EQUIVALENTE DE ARENA PARA-
EL CONTROL DE LOS MATERIALES DURANTE-
LA CONSTRUCCION.
AUTOR: F.N. HVEEM.

EMULSIONES ASFALTICAS PARA CAMINOS.
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS.
EDICION 1 9 6 7 .

INSTRUCTIVO SOBRE EL USO DE ADITIVOS
PARA PRODUCTOS ASFALTICOS.
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS.
EDICION 1 9 6 8 .

PAVIMENTOS ASFALTICOS.
AUTORES: J.R. MARTIN Y H.A. WALLACE.
EDITORIAL ACUILAR.

CAPÍTULO XXVI

EL PROYECTO DE FIRMES DE HORMIGÓN HIDRAULICO

26.1. Consideraciones generales. — Los firmes de hormigón hidráulico se denominan pavimentos rígidos; las losas de hormigón hidráulico se asientan directamente sobre el terreno, o sobre una base adecuada.

Las losas de hormigón hidráulico, a causa de su rigidez y elevado módulo de elasticidad, tienden a distribuir las cargas sobre un área de suelo relativamente amplia. Por ello, su resistencia a la flexión es el factor más importante en la determinación del espesor necesario de firme.

Tensiones en las losas. — Las acciones principales que afectan a las losas de un pavimento, son las siguientes:

- Las cargas del tráfico.
- Las variaciones de temperatura.
- Las variaciones de humedad.
- La retracción del fraguado.

Su acción aislada o conjunta es la que origina un estado de tensiones en la losa. Para disminuir las producidas por las variaciones de temperatura, humedad y retracción del fraguado, el pavimento se divide en losas, por juntas debidamente dispuestas para que las tensiones producidas sean admisibles en la práctica.

Las tensiones originadas por las variaciones de temperatura y humedad son independientes de las producidas por las cargas exteriores; pero en muchos casos ambas se sumarán. Por ejemplo, una losa de hormigón con un gradiente de temperatura que aumente desde la superficie al fondo, se combará bordes arriba, elevándose sus esquinas; el peso de la losa originará tracciones en las fibras de la cara superior. Si una carga exterior actúa sobre la esquina, se producirán también tracciones en las fibras de la cara superior, que vendrán a sumarse a las de combate producidas por el gradiente de temperatura.

Diferentes métodos utilizados para el cálculo de los esfuerzos originados por la acción de las cargas del tráfico. — Teóricamente es posible determinar las tensiones producidas en las losas por las acciones exteriores; pero en la práctica existen lagunas importantes, ya que las hipótesis de sustentación no son totalmente ciertas. Por ello, las fórmulas teóricas se han corregido llegando a unas, que la experimentación ha comprobado son suficientemente aproximadas. A pesar de ello, existe hoy día la tendencia de dimensionar las losas con reglas prácticas fundadas en la naturaleza de la sustentación y la importancia del tráfico. Es, de todos modos, de indudable interés el estudio teórico, pues él da idea clara de la forma de comportarse las losas.

El método más empleado de cálculo de las tensiones producidas en las losas de un pavimento por las cargas del tráfico, es el de WESTERGAARD, que hace más de treinta y cinco años abordó el estudio del problema, determinando las líneas de influencia de los momentos flectores producidos en ellas por las cargas exteriores.

Las hipótesis básicas de la teoría de WESTERGAARD son las siguientes: La carga se aplica sobre la losa uniformemente a través de un área circular; la losa es homogénea y tiene propiedades elásticas uniformes; su apoyo sobre el terreno es, asimismo, uniforme; éste presenta una reacción vertical, proporcional en cada punto a su deflexión o hundimiento.

Estas hipótesis rara vez se cumplen en la práctica: no es posible conseguir la homogeneidad e isotropía en la losa, aunque, cuidando la compactación y evitando la segregación en el hormigón es posible acercarse a ella. El combado de las placas por los gradientes de humedad y temperatura, la surgencia ("pumping"), la plasticidad del suelo de asiento, sus cambios de volumen, etc., son causas de apoyo no uniforme de la losa sobre la subrasante; por último, la reacción del terreno no se ajusta exactamente a la hipótesis de WESTERGAARD.

Todas estas circunstancias se han tenido en cuenta en las correcciones introducidas en las primitivas fórmulas de WESTERGAARD, fundadas en medidas hechas en la realidad; las fórmulas hoy en uso, que son conocidas por fórmulas de WESTERGAARD modificadas, tienen, por tanto, un carácter semiempírico y conducen a valores de las tensiones en las losas muy próximos a los reales.

Otra teoría también utilizada para el cálculo de tensiones producidas en las losas por cargas exteriores, es la de HOGG: asimila la losa de hormigón a una placa elástica que apoya sin rozamiento sobre el suelo, que considera como medio elástico indefinido en el sentido

de BOUSSINESQ. Al igual que WESTERGAARD, admite que la carga exterior se reparte en un área circular.

Parece claramente demostrado que las hipótesis de HOGG se aproximan más a la realidad que las de WESTERGAARD. Sin embargo, lo difícil y costoso de la determinación de los módulos de elasticidad y de POISSON del terreno de apoyo, que son los que le caracterizan, así como el hecho de que en la actualidad no está resuelto el problema de carga de esquina, dentro de la teoría de HOGG, hacen que sus fórmulas no hayan alcanzado la difusión de las de WESTERGAARD. De todos modos, en algunos países europeos, como Francia, utilizan esta teoría en el cálculo de los firmes rígidos.

BURMISTER estudió el comportamiento mecánico del sistema constituido por dos capas de extensión infinita y propiedades elásticas uniformes, la superior de profundidad finita, bajo la acción de una carga repartida uniformemente en un área circular.

Posteriormente, ACCUM y FOX ampliaron los estudios de BURMISTER a sistemas elásticos de tres capas.

El hecho de que estas fórmulas no sean aplicables a los casos de cargas actuando en el borde o en la esquina de las losas de hormigón, así como la extremada complejidad de los cálculos, han hecho que hasta la fecha estas teorías no hayan tenido interés práctico en el proyecto de firmes rígidos.

26.2. Teoría de Westergaard. — *Valoración de las cargas del tráfico.* — En la teoría de WESTERGAARD, se estudian las tensiones producidas por una carga uniformemente repartida sobre un área circular actuando en el centro y en la esquina de una losa, y por una carga uniformemente repartida en un área semicircular actuando en el borde (figura 26.1).

La carga P , que se considera, es la correspondiente a una rueda simple, o a un par de ruedas gemelas del vehículo que se adopte para el proyecto, afectada de un factor de impacto y no considerando el efecto de los ejes contiguos.

Carga total de cálculo. — Se suele exigir como valor de P el correspondiente a las cargas máximas normales, por ejemplo, 5 ó 6 Tm. en rueda doble.

Existen métodos con los que se pretende tener en cuenta la fatiga del hormigón. En el Departamento de Carreteras de Illinois, se llegó a establecer la curva de la figura 26.2. En el eje de ordenadas se representa el coeficiente de seguridad definido como la relación

$R = \frac{\text{tensión de rotura}}{\text{tensión de trabajo}}$ y en el de abscisas el número de repeticiones de la carga; de él se deduce que adoptando un coeficiente de seguridad de 2, esto es, admitiendo una tensión de trabajo mitad de la tensión de rotura, el número de repeticiones de carga es prácticamente ilimitado. Para tensiones de trabajo superiores a la mitad de la tensión de rotura, el número de repeticiones de carga que pueda recibir el hor-

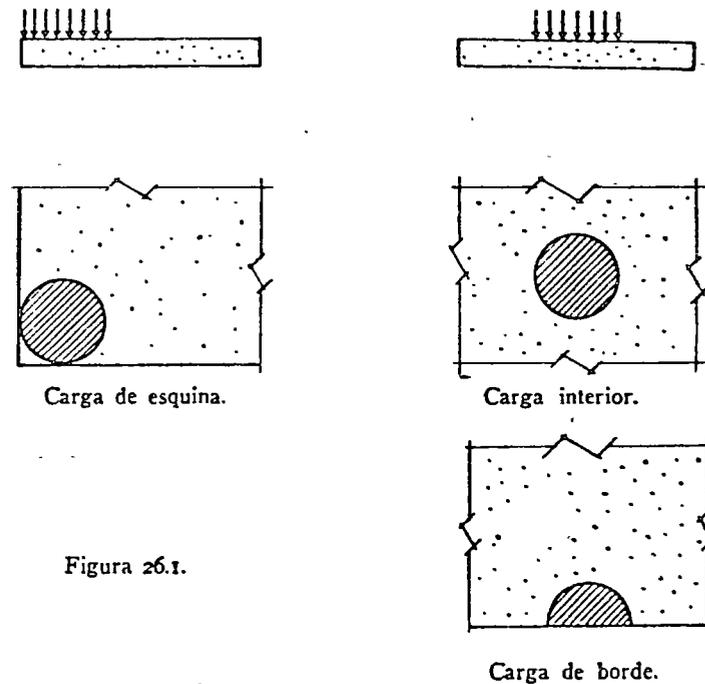


Figura 26.1.

migón en la flexión viene ya limitado. Las cargas estudiadas fueron las de tensión de tracción en la flexión, ya que los experimentos realizados demostraron ser éstas las críticas y no las de compresión.

La Portland Cement Association adopta como valor de P la carga media correspondiente a las cien mil más pesadas que se supone han de circular por una vía del camino en la vida prevista del mismo (que suele considerarse de veinticinco a treinta años). Para esta carga toma un coeficiente de seguridad 2, es decir, dimensiona el pavimento de modo que la tensión de trabajo que origina la carga sea la mitad de la rotura del hormigón. Y luego comprueba que los coeficientes de seguridad, correspondientes a las cargas más pesadas que la de cálculo, no superan los valores del gráfico del Departamento de Carreteras de Illi-

nois; lo cual, por otro lado, es improbable. En el caso de que ocurra así, modifica el espesor del pavimento hasta conseguir que los coeficientes de seguridad, correspondientes a las cargas más pesadas que la de cálculo, no sean inferiores a los del gráfico citado. De esta manera, aprovecha de modo más perfecto la resistencia mecánica del hormigón.

Sin embargo, el criterio sencillo que hemos indicado al principio de considerar como carga *P* de cálculo la máxima normal, o sea de 5

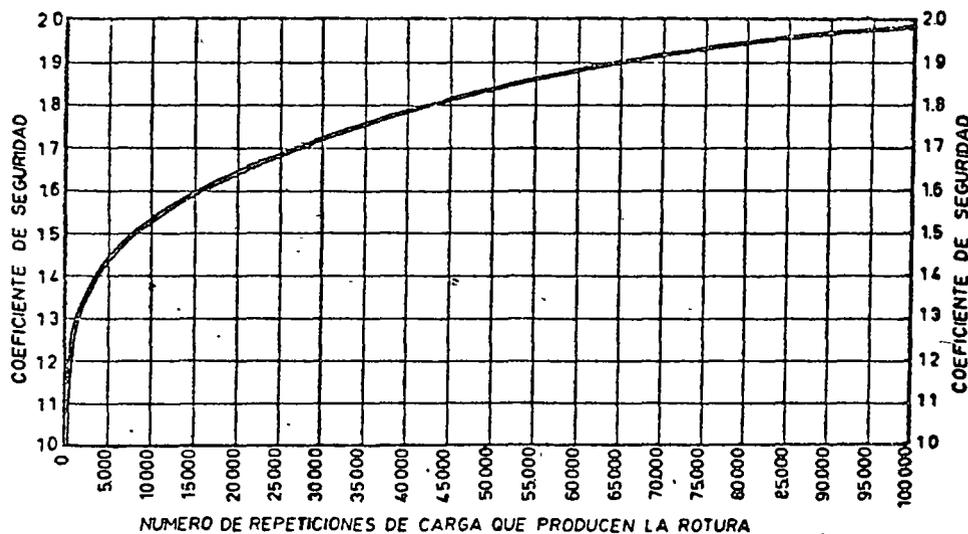


Figura 26.2.

a 6 Tn., y aplicar a esta carga un coeficiente de seguridad 2, coincide con suficiente precisión con el criterio de la Portland, ya que cien mil repeticiones de carga en veinticinco años suponen cuatro mil al año, número de repeticiones que es muy probable alcance una carga máxima normal.

Influencia de los ejes contiguos. — WESTERGAARD encontró, y la experiencia lo ha confirmado, que para la separación usual entre los ejes, aun de los camiones más pesados, las tensiones máximas en un pavimento sólo dependían del peso máximo por rueda o par de ruedas gemelas, pues el coeficiente de influencia de las demás ruedas era prácticamente despreciable. Los ensayos de ARLINGTON han demostrado que la tensión bajo una carga no se ve apenas influida por las que distan de ella 1 m. o más. Sin embargo, la realidad es que en el caso de vehículos aparcados unos junto a otros, muy próximos entre sí, o en el caso de los modernos camiones que están provistos de varios ejes traseros, se puede producir

un aumento sensible en las tensiones producidas por una rueda o par de ruedas gemelas por la acción de otras próximas a ellas.

SPARKES ha estudiado los aumentos de tensión por vehículos, aparcados muy próximos entre sí o circulando por una carretera estrecha. En la carga interior, ha apreciado aumentos de tensiones desde un 10 a un 50 por 100, según la calidad del cemento, sobre las tensiones correspondientes a la acción de una sola rueda, o par de ruedas gemelas. En los bordes de la losa sus conclusiones son que el aumento de tensiones, al considerar influencia de ejes contiguos, es prácticamente despreciable en las condiciones de tráfico ordinario; únicamente en el caso de vehículos aparcados en ángulo recto con el borde, se pueden apreciar aumentos sensibles de tensiones sobre las correspondientes a la acción de una sola rueda, aumentos que oscilan entre un 10 y un 20 por 100. Por último, dice que en las esquinas no es necesario considerar la acción de cargas múltiples, por ser despreciable, si el apoyo es bueno, pero pueden producirse aumentos hasta de un 25 por 100 si hay socavación del cemento en la esquina de la placa y ésta actúa como ménsula.

De todo lo expuesto se deduce que para el tráfico y vehículos normales no influyen sensiblemente unos ejes sobre los contiguos. Únicamente en zonas de aparcamiento o con vehículos de varios ejes traseros, circulando con gran frecuencia, podrá producirse un aumento de tensiones de trabajo en el hormigón, que se debería considerar sobre las calculadas para un solo eje. El cálculo de dichas tensiones se hace dibujando las líneas de influencia o bien, aproximadamente, con las conclusiones de SPARKES. Si estos vehículos no son frecuentes, es preciso tener en cuenta las tensiones producidas por ellos, únicamente, si su paso coincide con las horas en las cuales las tensiones de combado de las losas son máximas; y es posible evitar que esto ocurra fijando las horas a las cuales puedan utilizar la carretera.

Impacto. — Las cargas del tráfico actúan en forma dinámica y deberán, por tanto, venir afectadas del correspondiente factor de impacto; este efecto varía según la suspensión, velocidad y peso del vehículo, así como el acabado de la superficie del pavimento. Para firmes rígidos y en términos generales, se considera un coeficiente de impacto de un 20 por 100.

La U. S. Public Roads Administration, basándose en las experien-

USO EXCLUSIVO DE LA U. N. A. M.

cias efectuadas hace ya varios años por BUNHAMAN y REID, publicó la siguiente tabla de coeficientes de impacto:

Carga estática por rueda — Tm.	COEFICIENTES DE IMPACTO	
	Ruedas gemelas de alta presión	Ruedas gemelas de baja presión
1,81	2,05	1,70
2,27	1,80	1,54
2,72	1,67	1,43
3,18	1,56	1,37
3,63	1,48	1,31
4,08	1,41	1,27
4,54	1,36	1,24

La tabla corresponde a una velocidad de 80 Km./hora sobre una superficie normalmente acabada. Si bien hoy se construyen carreteras para velocidades de régimen mayores, es evidente que los progresos alcanzados, tanto en neumáticos como en suspensiones, así como la ma-

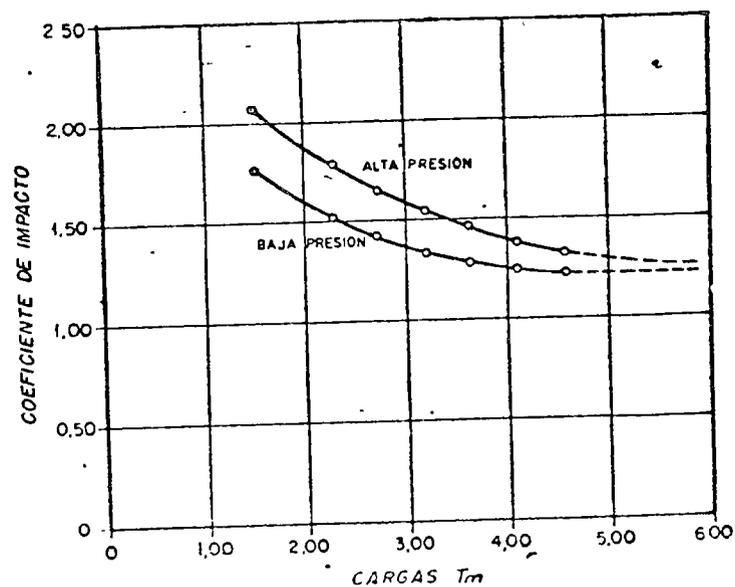


Figura 26.3.

yor regularidad que se obtiene en el pavimento con los métodos modernos de construcción, nos asegura que el valor del impacto indicado es suficientemente conservador, máxime si se tiene en cuenta que, según puede verse en la figura 26,3, representación gráfica de la tabla transcrita, al crecer las cargas, el coeficiente de impacto tiende a estabilizarse, y que las 6 Tn. por eje que hoy se toman como base de cálculo son superiores al máximo recogido en la tabla citada.

Area de reparto. — La hipótesis de que la carga correspondiente a una rueda o par de ruedas gemelas se reparte sobre un área circular o semicircular, según se trate de cargas interior o esquina y de borde, es

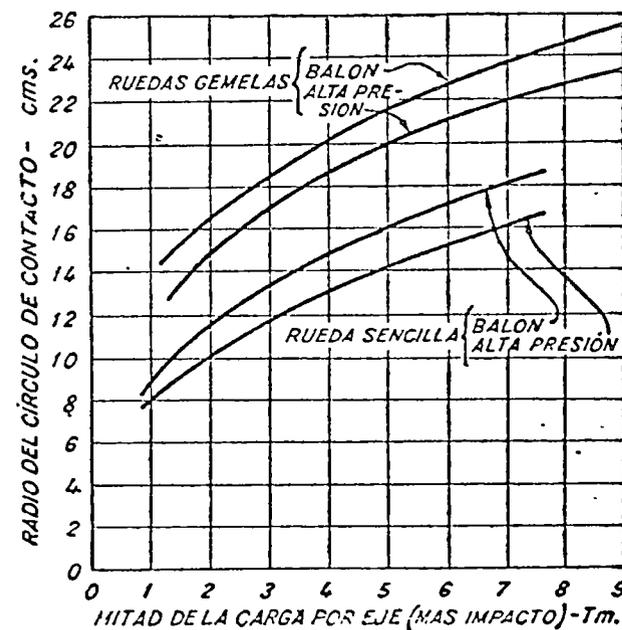


Figura 26.4.

una hipótesis que puede aceptarse con bastante aproximación, a pesar de que en la práctica, el área sobre la cual se realiza la transmisión de carga al pavimento, es una elipse en el caso de rueda simple o una doble elipse en el caso de par de ruedas gemelas. El radio a del círculo depende del peso transmitido y de la presión de los neumáticos. Mediante el gráfico de la figura 26.4, preparado por la U. S. Public Road Administration, pueden obtenerse los radios de los círculos de carga para carreteras. Pue-

de verse que, en el caso de ruedas gemelas, se admite que la carga se reparta también en un círculo único.

El gráfico da directamente los radios de las áreas de carga en los casos de cargas interior o de esquina. Para el caso de carga de borde con ruedas gemelas, se supone que el radio del semicírculo es el mismo que se obtiene directamente de las curvas de la figura. En el caso de carga de borde con rueda sencilla, el área del semicírculo se considera igual a la del círculo completo cuyo radio se obtiene del gráfico correspondiente de la figura. Por lo tanto, si es r el radio obtenido del gráfico, el del semicírculo será $r_1 = r\sqrt{2}$.

Características del hormigón y del terreno. — En las fórmulas de WESTERGAARD y modificadas y como ya hemos indicado, se supone que la losa es de espesor uniforme, tiene propiedades elásticas uniformes y viene caracterizada por su espesor h , su módulo de elasticidad E , su coeficiente de POISSON μ , y la carga máxima de trabajo admisible en el hormigón. Con los actuales hormigones para carreteras, pueden considerarse los siguientes valores medios:

Módulo de elasticidad, de 300.000 a 350.000 Kg./cm.².

Coficiente de POISSON, de 0,15 a 0,25.

Tensión de rotura a flexión a los veintiocho días, de 45 a 55 kilos por centímetro cuadrado.

Se supone que la losa que tiene sus bordes libres está en equilibrio bajo la acción de las cargas del tráfico, su peso propio, las reacciones de las losas contiguas y la del terreno; esta última se considera en cada punto proporcional al hundimiento. El terreno de apoyo vendrá, por lo tanto, caracterizado por la constante de proporcionalidad entre la reacción y el hundimiento. Esta constante K será tal que:

$$R = Ki$$

siendo:

R = reacción en un punto (Kg./cm.²).

i = hundimiento del mismo (cm.).

k recibe el nombre de módulo de reacción o de balasto. Se expresa en kilos por centímetro cúbico.

Utilizando las fórmulas que se recogen a continuación, se llega a valores de las tensiones muy concordantes con los reales.

Fórmulas de WESTERGAARD y modificadas. — En todas las fór-

mulas figura el valor llamado por WESTERGAARD radio de rigidez relativa y que viene expresado por:

$$l = \sqrt{\frac{E h^3}{12 (1 - \mu^2) K}}$$

siendo:

l = radio de rigidez relativa (cm.).

E = módulo de elasticidad del hormigón (Kg./cm.²).

h = espesor de la losa (cm.).

μ = coeficiente de POISSON del hormigón.

K = módulo de balasto del terreno (Kg./cm.³).

Tensiones críticas. — Consideraremos las tensiones críticas producidas en las tres condiciones de carga ya citadas, y que son:

- 1) Carga interior.
- 2) Carga de borde.
- 3) Carga de esquina.

Carga interior. — La rueda en esta posición provoca tensiones de tracción en la cara inferior de igual intensidad en todas direcciones.

La tensión máxima es, según la fórmula modificada de WESTERGAARD:

$$\sigma = 0,275 (1 + \mu) \frac{P}{h^2} \left(\log_{10} \frac{E h^3}{K b^4} - 54,54 \left(\frac{l}{C_1} \right)^2 C_2 \right)$$

donde:

σ = tensión de trabajo.

μ = módulo de POISSON del hormigón.

P = carga.

h = espesor de losa.

E = módulo de elasticidad del hormigón.

K = módulo de balasto del suelo.

b = radio ficticio de distribución de la carga, que vale

$$\sqrt{1,6 r^2 + h^2} - 0,675 h, \text{ si } r < 1,724 h \text{ y } r \text{ si } r > 1,724 h,$$

siendo r el radio del círculo de carga.

l = radio de rigidez relativa.

C_1 y C_2 , dos factores de corrección introducidos por WESTERGAARD en su fórmula primitiva para tener en cuenta el hecho de que la reacción del terreno debajo y alrededor de la zona de la carga es mayor que si se supone dicha reacción proporcional al hundimiento.

Los valores de C_1 y C_2 hay que determinarlos experimentalmente. Pueden utilizarse los recomendados por KELLEY $C_1 = 5 l$, $C_2 = 0,2$, que conducen a resultados conservadores.

Carga de borde. — La rueda en esta posición provoca tensiones de tracción en la cara inferior que alcanzan su valor máximo en la dirección del borde de la placa.

Suponiendo que la losa apoya perfectamente sobre la subrasante, WESTERGAARD dedujo que la tensión máxima viene dada por la expresión:

$$\sigma = 0,529 (1 + 0,548 \mu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \frac{E h^3}{K b^4} - 0,71 \right].$$

En los ensayos de ARLINGTON se observó concordancia entre las tensiones de la losa cuando estaba sin combar y los calculados por medio de esta fórmula. Cuando la losa estaba combada, bordes arriba, las tensiones observadas superaban las calculadas aproximadamente en un 10 por 100.

Como consecuencia de estas observaciones, TELLER y SUTHERLAND han modificado la fórmula de WESTERGAARD para tener en cuenta este incremento en la tensión crítica de borde por el combado bordes arriba. Proponen la expresión:

$$\sigma = 0,529 (1 + 0,548 \mu) \frac{P}{h^2} \left[\log \frac{E h^2}{K b^4} + \log \frac{b}{1 - \mu^2} - 1,0792 \right].$$

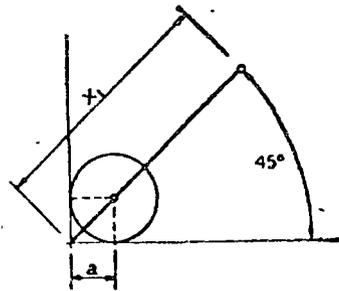


Figura 26.5

Carga de esquina. — En este caso de carga, los esfuerzos máximos de tracción se presentan en la cara superior de la losa. La tensión crítica es paralela a la bisectriz del ángulo de esquina. Y según WESTERGAARD se presenta (fig. 26.5) a la distancia $X_1 = 2,38 \sqrt{a l}$, y vale:

$$\sigma = \frac{3 P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a \sqrt{2}}{l} \right)^{0,6} \right]. \text{ (WESTERGAARD)}$$

El combado de la placa por las variaciones de temperatura y humedad, altera el régimen de contacto entre la losa y la subrasante. Ello es causa de que las tensiones inducidas sean claramente superiores a las calculadas con la fórmula de WESTERGAARD. BRADBURY propuso sus-

tituir a por $\frac{a}{\sqrt{2}}$ en la primitiva fórmula de WESTERGAARD, llegando a la expresión:

$$\sigma = \frac{3 P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^{0,6} \right]. \text{ (BRADBURY)}$$

Como consecuencia de los experimentos de ARLINGTON, KELLEY propone:

$$\sigma = \frac{3 P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a \sqrt{2}}{l} \right)^{1,2} \right]. \text{ (KELLEY)}$$

y a esta misma fórmula llegan TELLER y SUTHERLAND al modificar empíricamente la primitiva de WESTERGAARD:

$$\sigma = \frac{3 P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a \sqrt{2}}{l} \right)^{1,2} \right]. \text{ (TELLER y SUTHERLAND)}$$

Todas estas fórmulas: BRADBURY, KELLEY, TELLER y SUTHERLAND son, como hemos indicado, modificación de la primitiva de WESTERGAARD, tienen un carácter semiempírico y pueden utilizarse para el cálculo de la tensión crítica de tracción originada por carga de esquina. Si a esta tensión crítica sumamos las producidas por los factores citados anteriormente: variaciones de temperatura, variaciones de humedad, etc., tendremos la tensión total crítica por carga de esquina, que no deberá superar a la de trabajo que se adopte para el hormigón.

La Portland Cement Association, en su publicación "Concrete Pavement Design", recomienda para el cálculo de la tensión máxima por carga de esquina la siguiente fórmula de GERALD PICKETT:

$$\sigma = \frac{4,2 P}{h^2} \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0,925 + 0,22 \frac{a}{l}} \right]. \text{ (PICKETT)}$$

pero indica, además, que esta fórmula teórico-experimental puede utilizarse para la determinación del espesor del firme sin más que obligar a que la tensión calculada por medio de la fórmula no supere a la de trabajo que se adopte para el hormigón y siempre que las distancias entre juntas sean las que en su manual se recomiendan.

Hasta ahora, hemos considerado que los bordes de la esquina de la losa eran libres. La realidad es que en las juntas se disponen siempre elementos que permiten transferir parte de la carga a la losa contigua. Podemos aceptar que en el caso más desfavorable, borde longitudinal libre y junta transversal, un 20 por 100 de la carga se transmite a la losa contigua. Por tanto, si se disponen, como debe de hacerse, pasado-

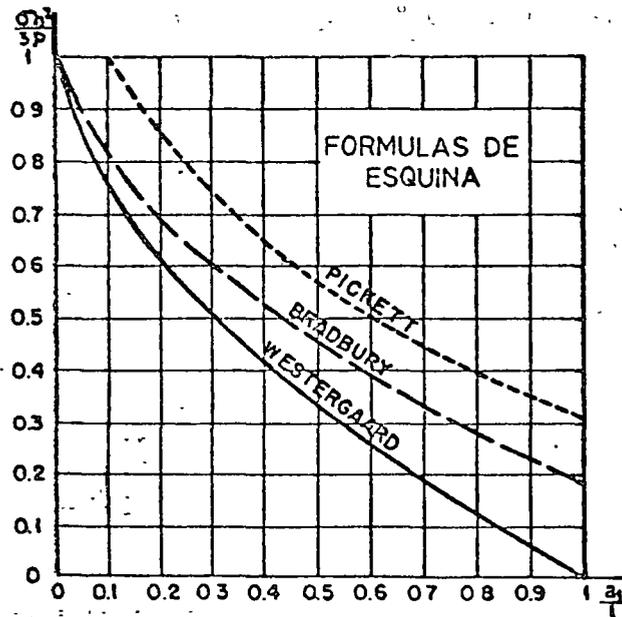


Figura 26.6.

res u otros elementos de transmisión de carga entre losas, deberá sustituirse en las fórmulas anteriores P por $0,8 P$ para el cálculo de las tensiones críticas de esquina.

En la figura 26.6 se recogen las tensiones críticas por carga de esquina de losa con bordes libres, calculadas por las fórmulas de WESTERGAARD, BRADBURY y PICKETT.

26.3. Módulo de reacción K del terreno. — En la teoría de WESTERGAARD, según se ha visto, el terreno viene caracterizado por su módulo de reacción K , relación entre la presión unitaria sobre él y el hundimiento que experimenta. La figura 26.7 demuestra que su influencia en los valores de las tensiones que experimenta el hormigón es pequeña, por ello interesa conocer su valor con una aproximación relativa.

Se determina utilizando preferentemente una placa de carga de 75 cm. de diámetro. Con los espesores actuales de losas se obtiene un área cargada en el terreno muy superior a la de la placa de 75 cm. de diámetro (1). Sin embargo, la experiencia ha demostrado que en ensayos de carga efectuados con placas de diámetro mayores de 75 cm. los valores de K obtenidos coinciden con el determinado a partir de la pla-

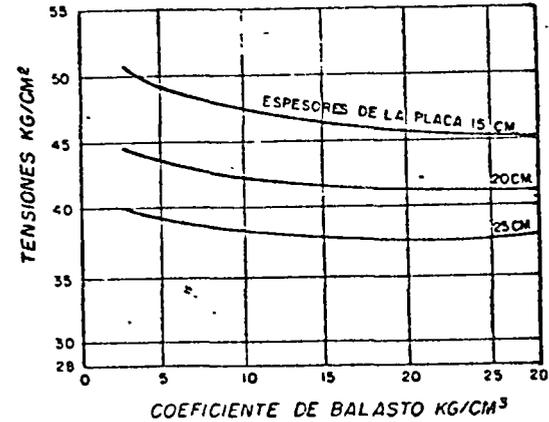


Fig. 26.7. — Relación entre el coeficiente de balasto y la suma de las tensiones debidas a la carga y al gradiente de temperatura.

ca de 75 cm. Ello justifica el diámetro elegido en los ensayos para determinar K .

La técnica del ensayo admite variantes de las cuales la más utilizada es la del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Efectuado el asiento de la placa, se va realizando su puesta en carga por incrementos de $0,35 \text{ Kg./cm.}^2$ sin dar una nueva carga hasta que prácticamente haya asentado el terreno bajo la acción de la carga anterior. Se dibuja el gráfico que relaciona las cargas unitarias con los hundimientos medidos (fig. 26.8).

Si la hipótesis de WESTERGAARD de que la reacción del terreno es proporcional al hundimiento fuera exacta, el gráfico de la figura 26.8 sería una recta y su pendiente el valor de K ; pero en la realidad suele ser una curva convexa hacia arriba. Se elige entonces el valor de K indicado

(1) Según TERZAGHI, en suelos granulares, el área de terreno cargada a través de una losa de cimentación corresponde, en una grosera aproximación, a un círculo de radio $7h$, siendo h el espesor de la losa. En terrenos arcillosos, también el área cargada a través de una losa de carretera, aunque menor, ha de superar claramente la del círculo de 75 cm. de diámetro.

PAPEL PARA USO EXCLUSIVO DE LA U. N. A. M.

en la figura correspondiente al asiento de 0,127 cm. (0,05") $K = \frac{P}{0,127}$ siendo p la presión unitaria correspondiente al asiento de 0,127 cm.

Las cargas precisas para conseguir los asientos indicados son muy grandes y obligan a dispositivos de reacción incómodos y costosos; estas dificultades aumentan notoriamente con la resistencia del terreno. Por este motivo se pueden utilizar, por razones prácticas, placas de diámetros menores y aplicar al valor obtenido de K un factor de corrección. Es fre-

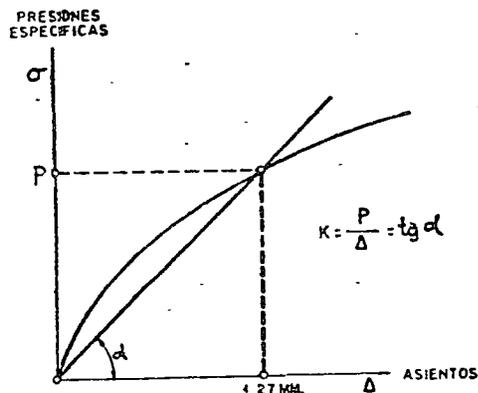


Figura 26.8.

cuente utilizar placas de 45 y 30 cm. de diámetro. El factor de corrección depende del diámetro de la placa empleada; puede determinarse del modo siguiente:

El hundimiento Δ producido en un medio elástico homogéneo indefinido de módulo de elasticidad E por una carga unitaria p aplicada a través de una placa circular rígida de radio a es:

$$\Delta = 1,18 \frac{p a}{E}$$

El módulo de reacción K vale:

$$K = \frac{p}{\Delta} = \frac{E}{1,18 a}$$

luego los valores de K dentro de la zona de deformaciones elásticas del suelo son inversamente proporcionales al diámetro de la placa. Por tanto:

$$30 K_{30} = 45 K_{45} = 75 K_{75}$$

Siendo K_{30} , K_{45} y K_{75} los módulos de reacción determinados en ensayos de carga con placas rígidas de 30, 45 y 75 cm. de diámetro.

La relación teórica que liga en esta hipótesis de elasticidad perfecta el módulo de reacción K con el diámetro de la placa, se ha representado en la figura 26.9. El eje de las ordenadas representa el valor de K para cualquier diámetro expresado en porcentaje del valor equivalente de K para el diámetro de 75 cm. El eje de las abscisas representa el diámetro,

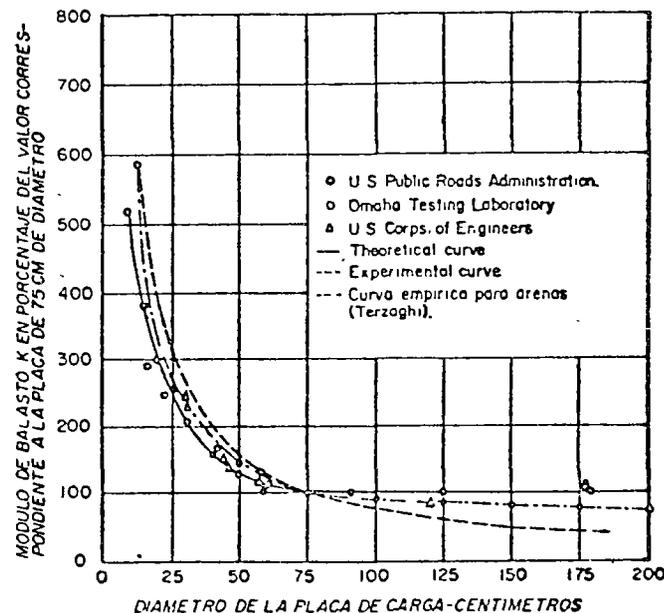


Figura 26.9.

de la placa. La realidad es que aun con deformaciones inferiores a la de 1,27 mm., el comportamiento del suelo no es elástico. Su resistencia y rigidez crecen normalmente con la profundidad, lo que hace que al aumentar el diámetro de la placa de carga en los ensayos se observe mayor resistencia a deformación que la teórica.

En la figura 26.9 se han dibujado varias curvas empíricas análogas a la teórica que también pueden utilizarse en la determinación del factor de corrección de K con suelos cohesivos y la relación de TERZAGHI para suelos granulares. Se observa que el valor K no varía, en la práctica, para diámetros mayores de 75 cm., como ya hemos indicado.

Al efectuar los ensayos de placa de carga, como es natural, los

resultados varían sensiblemente con la humedad en el suelo. En las arenas y gravas, el contenido de humedad, por su elevado rozamiento interno, afecta relativamente poco al valor de K mientras no se llega a la saturación. En arcillas y limos, la influencia de la humedad es muy importante.

Cuando no es posible efectuar el ensayo de campo a suelo saturado, o con la humedad de equilibrio si se sigue este criterio en el pro-

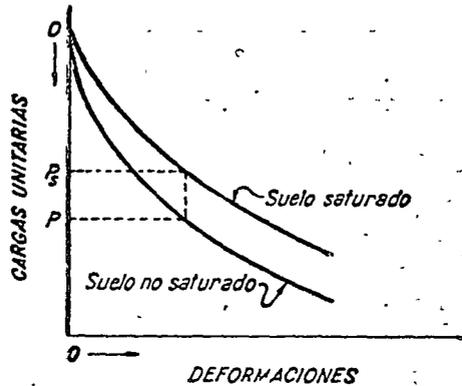


Figura 26.10.

yecto, es necesario corregir el ensayo de campo. El procedimiento más utilizado consiste en preparar en laboratorio dos probetas: una, con la humedad del ensayo de campo, y otra, saturada de agua, o con la humedad de equilibrio. Obtener las curvas presiones unitarias-deformaciones para las dos probetas (fig. 26.10) y, determinando la relación de las cargas precisas para producir el mismo asiento, se halla el coeficiente de corrección a aplicar:

$$K = \frac{P_s}{P} K_t.$$

Siendo K_t el coeficiente obtenido en el terreno.

Se han desarrollado también otros métodos para obtener el valor de K más rápidamente. Por ejemplo, correlacionándolo con el índice de C.B.R. En la figura 26.11 se recoge la curva publicada, a este efecto, por la Portland Cement Association.

Como es lógico, lo que se gana en rapidez se pierde en precisión, pero no hay que olvidar la poca influencia de K en los espesores precisos de firmes; por ello resultan muy útiles los procedimientos rápidos.

A efectos de anteproyecto, pueden emplearse los valores de K obtenidos por CASAGRANDE para los diversos tipos de suelos, según su clasificación (epígrafe 10.34).

El empleo de base bajo el firme no se suele considerar, en general, a los efectos del espesor de la placa; es decir, que debe éste calcularse con el módulo de reacción del terreno subyacente. Los ensayos de placa

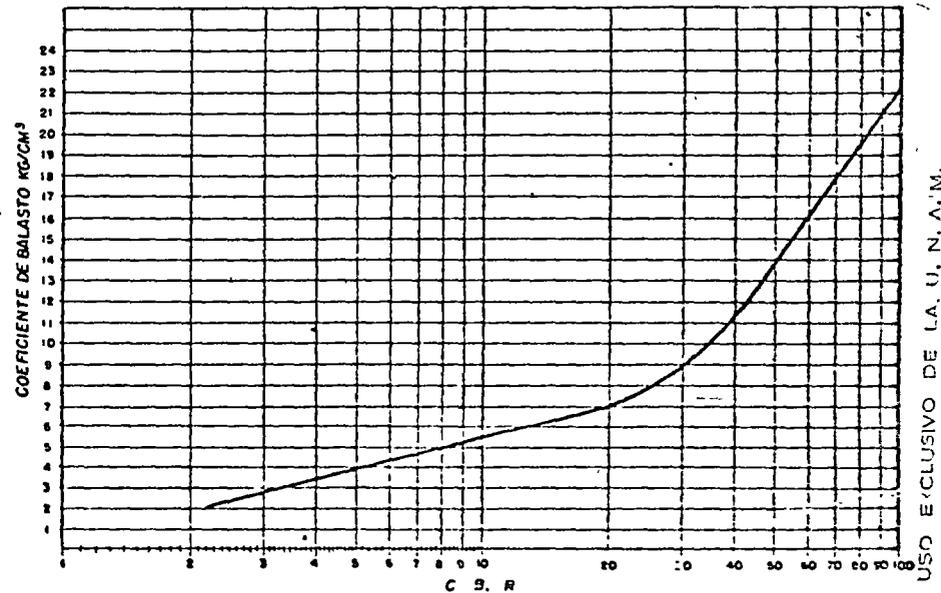


Fig. 26.11. — Relación entre el C.B.R. y el coeficiente de balasto.

de carga efectuados sobre la base indican el valor de K se acerca al del terreno natural al aumentar el diámetro de la placa.

Si se quiere estudiar la posible reducción de espesor por el efecto de la base, se pueden seguir dos procedimientos: uno, práctico, y otro, teórico. El procedimiento práctico puede consistir en realizar el ensayo de placa de carga de 75 cm. de diámetro sobre la base ya terminada y utilizar el valor de K que se obtenga. El teórico, calcular con la teoría de BURMISTER y en función del valor de K del suelo natural y del espesor de base y su naturaleza (que influirá en su módulo de elasticidad) el valor de K del conjunto.

En la figura 26.12 se recogen gráficamente los resultados de aplicar esta teoría a una base de uso corriente.

PARA USO EXCLUSIVO DE LA U. N. A. M.

26.4. Tensiones producidas en las losas por los cambios de temperatura y humedad. — Tensiones debidas a las variaciones de temperatura. — Los cambios en la temperatura atmosférica dan lugar a variaciones de temperatura en las losas. La temperatura varía en la losa con la profundidad; existe un gradiente de temperatura variable con las oscilaciones térmicas diarias y estacionales; ello produce la desigual dilatación o contracción de las fibras, paralelas a la superficie con la pro-

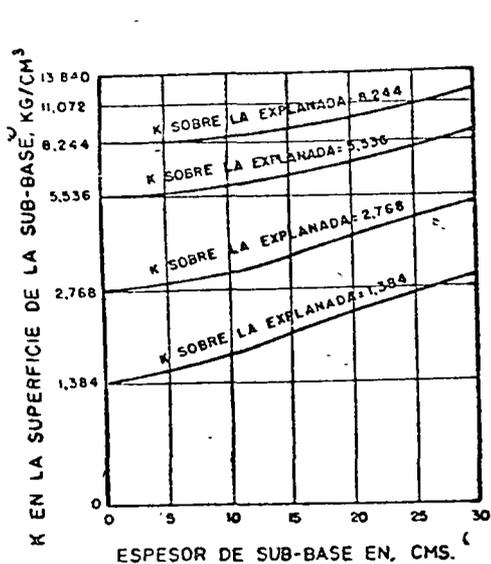


Fig. 26.12. — Efecto de diversos espesores de sub-base en el valor de K.

fundidad, y con ello el combado de la placa. Este movimiento está parcial o totalmente impedido por el peso propio y las reacciones en los pasadores o dispositivos análogos en las juntas, lo que provoca tensiones; el combado altera el régimen de contacto de la losa con la subrasante, pudiendo aumentar considerablemente las tensiones producidas por la acción de las cargas del tráfico.

En verano y durante el día, se produce el máximo gradiente positivo, máximo de la diferencia entre la temperatura de las caras superior e inferior. La losa se arquea apoyándose en sus extremos: combado bordes abajo (fig. 26.13). Durante la noche, especialmente de madrugada, ocurre lo contrario. La losa se levanta en los bordes apoyándose en el centro: combado bordes arriba. La temperatura media de la losa experimenta cambios que provocan su dilatación o contracción; al estar

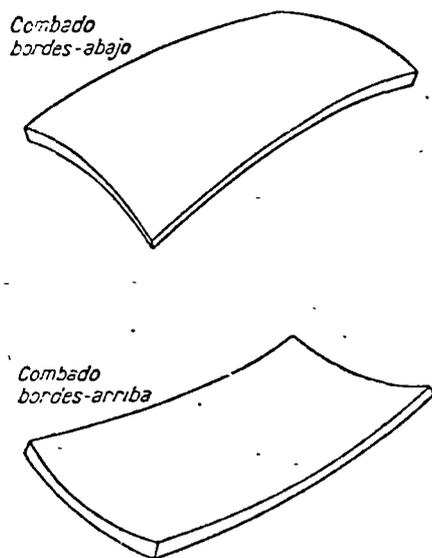


Figura 26.13.

el movimiento impedido por el rozamiento con el cimientto y la resistencia en las juntas, se producen tensiones.

Tensiones de combado. — Existen dos métodos para el cálculo de las tensiones de combado.

El primero, basado en análisis teórico de WESTERGAARD, ha sido desarrollado por BRADBURY y KELLEY, y en él se supone que el gradiente de temperatura es constante con la profundidad, esto es, se admite que la variación de temperatura es lineal con la profundidad.

El segundo, original de THOMLINSON, no considera el gradiente de temperatura con la profundidad constante, sino variable y calculable si se conoce la ley de variación de temperatura en la superficie de la losa y las propiedades térmicas del hormigón. THOMLINSON admite que la temperatura en la superficie de la losa varía sinusoidalmente en el día.

Parece claramente demostrado que el análisis de THOMLINSON es más aproximado a la realidad que el de WESTERGAARD. Sin embargo, por la simplicidad de este último y por sobrestimar normalmente las tensiones producidas, lo que nos deja del lado de la seguridad, es más frecuente su utilización.

Análisis de WESTERGAARD, BRADBURY y KELLEY. — Como se ha indicado, las fórmulas dadas a continuación han sido deducidas por BRADBURY y KELLEY, admitiendo la variación lineal de temperatura del análisis de WESTERGAARD.

A efectos de cálculo se toman $(\frac{2}{3})^\circ$ C de variación de temperatura por centímetro de espesor para el máximo gradiente positivo (diferencias diurnas) y $(\frac{2}{9})^\circ$ C para el máximo gradiente negativo (diferencias nocturnas), cifras sancionadas suficientemente por la experiencia de los Estados Unidos.

Las fórmulas son:

1. Tensiones en el borde. — La tensión máxima es de dirección paralela al borde (que tomaremos como eje X):

$$\sigma_{xb} = \frac{C_x E t}{2};$$

$$\sigma_{yx} = 0.$$

2. Tensiones en el interior:

$$\sigma_{xi} = \frac{E \alpha t}{2} \frac{C_x + \mu C_y}{1 - \mu^2};$$

$$\sigma_{yi} = \frac{E \alpha t}{2} \frac{C_y + \mu C_x}{1 - \mu^2};$$

siendo:

σ_{xb} = tensión de combado en el borde de la losa, en el sentido de su longitud (Kg./cm.²).

σ_{yb} = tensión de combado en el borde de la losa, en el sentido de su anchura (kilogramos/cm.²).

σ_{xi} = tensión en el interior de la losa, en el sentido de su longitud (Kg./cm.²).

σ_{yi} = tensión en el interior de la losa, en el sentido de su anchura (Kg./cm.²).

E = módulo de elasticidad del hormigón (Kg./cm.²).

μ = coeficiente de POISSON del hormigón.

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón.

t = diferencia de temperatura entre las caras superior e inferior de la losa, en grados centígrados.

C_x y C_y = son coeficientes cuyos valores se determinan mediante el gráfico de la

figura 26.14 en función de $\frac{L_y}{l}$ y $\frac{L_x}{l}$, respectivamente, siendo

L_x y L_y longitud y ancho de la losa, y l , el radio de rigidez relativa.

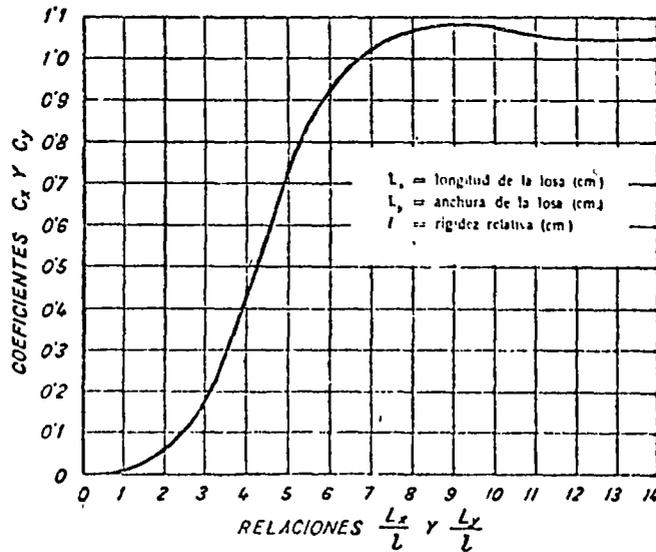


Figura 26.14.

3. En la esquina. — Para las tensiones de combado en la esquina, BRADBURY propuso esta fórmula aproximada:

$$\sigma = \frac{E t \alpha}{3(1 - \mu)} \sqrt{\frac{a}{l}}$$

En este caso t se calcula con el gradiente nocturno y se obtiene $t = \frac{2}{9}$ h. La tensión corresponde al punto de la bisectriz, donde es máxima la debida a la carga de esquina.

En las esquinas las tensiones de combado son pequeñas. En cambio, es de importancia el incremento en las producidas por las fuerzas exteriores a causa de este combado. Este incremento ya se ha tenido en cuenta en las fórmulas modificadas de WESTERGAARD.

En el interior y en los bordes, las tensiones de combado tienen mayor importancia; ello es debido a que la deformación del combado es

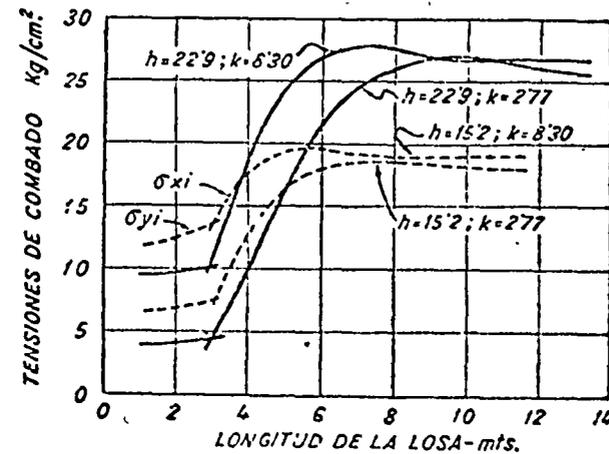


Figura 26.15.

resistida por escasa masa de hormigón en las esquinas y por casi toda la losa cuando se trata del interior o borde.

En la figura 26.15 (Ensayos de ARLINGTON) se han dibujado curvas de variación de las tensiones de combado en el interior de losas de hormigón de 23 cm. de espesor, sobre subrasantes homogéneas, al variar la longitud de las losas; de estas curvas se deduce que el aumento de longitud de la losa produce un notable incremento de las tensiones

de combado hasta un cierto valor (entre 7 y 8 m.), a partir del cual se mantienen constantes σ tienden a disminuir.

Dilatación o contracción uniforme. — Las variaciones en la temperatura media de la losa originan su dilatación o contracción. Este movimiento está impedido en parte por rozamiento con la subrasante. La retracción del fraguado produce también la contracción de la losa, que está impedida asimismo por la resistencia del rozamiento.

Las tensiones que aparecen por estas causas varían notoriamente de intensidad con la longitud de las losas; en las cortas carecen de importancia, mientras que en las largas pueden alcanzar valores elevados. Su intensidad crecerá desde el extremo de la losa a la sección media. Un valor máximo aproximado de la tensión en dicha sección media será:

$$\sigma = \frac{f l \delta}{2}$$

Siendo:

f = coeficiente de fricción entre losa y subrasante.

l = longitud de la losa.

δ = peso específico del hormigón.

El American Concrete Institute fija $f = 1,5$; en realidad el valor de f depende de múltiples factores, y la cifra citada sólo puede considerarse como un valor medio a efectos de cálculo.

La fórmula anterior corresponde a suponer la resistencia al rozamiento uniforme en todo el apoyo de la losa. Realmente esta resistencia depende, a igualdad de otros factores, del desplazamiento de la losa en cada punto. Es necesario un desplazamiento mínimo para que se movilice la totalidad de la resistencia al rozamiento que la subrasante es capaz de desarrollar. En los ensayos realizados por el Bureau of Public Roads, se ha encontrado que la fuerza máxima horizontal que puede desarrollarse, se presenta para desplazamientos del orden de 2,5 mm. (0,10") y que el coeficiente de rozamiento máximo era de 2,2 en una losa de 20 cm. y 2,5 en una de 15 cm.

Para tener en cuenta la variación de resistencia al rozamiento con el desplazamiento, se han admitido varias hipótesis.

Parece que la más aproximada a la realidad, dentro de la simplicidad, es suponer que la ley de variación de la resistencia al rozamiento es parabólica desde el punto medio de la losa, donde se supone nula, hasta el punto en que se produce el desplazamiento necesario para movilizar la resistencia máxima posible.

KELLEY admite, de acuerdo con esta hipótesis, la distribución que se indica en la figura 26.16.

De acuerdo con él, la resistencia media de rozamiento sería:

$$f_a = f_m \left(1 - \frac{2x}{3L} \right) \text{ si } x < \frac{1}{2}L;$$

$$f_a = \frac{2f_m}{3} \sqrt{\frac{L}{2x}} \text{ si } x > \frac{1}{2}L;$$

siendo f_m el coeficiente de resistencia máximo.

Debemos tener en cuenta que el combado de la placa es causa de que las hipótesis que aceptan apoyo uniforme de ésta en todo el área,

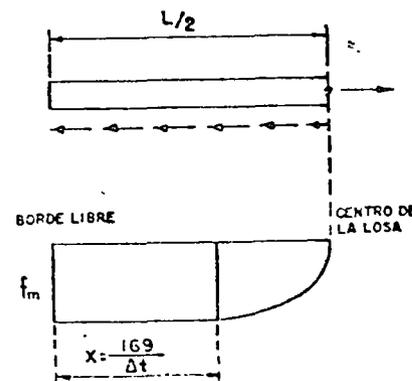


Figura 26.16.

no sean exactas, y también que el coeficiente de resistencia al rozamiento depende en parte de la resistencia a esfuerzo cortante del suelo o capa de base.

Tensiones debidas a las variaciones de humedad. — Las variaciones en el contenido de humedad de las losas producirán efectos análogos a los cambios de temperatura. Poco se sabe acerca de ellas, pero desde luego, las tensiones que producen son de menor importancia que las correspondientes a las variaciones de temperatura. Además, sus efectos son contrarios a los de la temperatura. El combado bordes abajo por variación de temperatura se presenta, como ya hemos visto, durante el día en verano, pero en esta época la acción del aire y del sol secan la superficie del pavimento, la cara inferior en contacto con la subrasante mantiene, en cambio, más uniformemente su humedad. Ello origina de-

formaciones opuestas al efecto de temperatura que puede ser importante y lo compensa en parte. El combado bordes arriba por variación de temperatura, se presenta, en cambio, en las madrugadas de los meses fríos, que son, en general, húmedos y lluviosos, produciéndose también una compensación entre ambos efectos.

26.5. Condiciones que producen las máximas tensiones de tracción en las losas. — Interesa conocer en qué condiciones se superponen los efectos de los diversos factores, estudiados aisladamente hasta ahora, y cuáles son las máximas tensiones de tracción que se van a presentar en las losas.

Como ya hemos indicado, las tensiones producidas por el tráfico y por el gradiente de temperatura, son de mayor importancia que las restantes. En placas largas pueden tener también importancia las originadas por variaciones de la temperatura media de la losa.

Como las cargas del tráfico actúan de modo continuo, las tensiones máximas se presentarían normalmente cuando las de combado de la placa, por efectos de la variación de temperatura, sean máximas y se sumen a las anteriores. Si efectuamos la suma algebraica de las tensiones máximas debidas a estos efectos, obtendremos valores aproximados por exceso de las máximas tensiones que son de temer.

Los casos más desfavorables serán:

1) *Carga interior o de borde y combado bordes abajo por gradiente de temperatura.* — Este efecto se produce con su máxima intensidad en días calurosos que sigan a noches frías, principalmente a principios de verano.

La placa comba bordes abajo y se producen tracciones en la cara inferior que, unidas a las producidas por las cargas del tráfico, originan las tensiones máximas en interior y bordes de la placa.

A estos dos efectos se superponen en forma favorable, disminuyendo la tensión máxima, los efectos de la variación de humedad y la resistencia del cemento a la dilatación de la placa, ya que en esta época y este momento, el gradiente de humedades tiende a combar la placa bordes arriba y la elevación de temperatura media a provocar su dilatación.

La tensión máxima en el fondo de la placa será, pues, resultante de las siguientes:

Tensión debida a la carga + Tensión por gradiente de temperatura — Tensión por gradiente de humedad — Tensión por dilatación uniforme.

Los dos primeros sumandos calculados por las fórmulas anterior

mente citadas, dan un valor aproximado por exceso de dicha tensión máxima utilizable a efectos de proyectos, y muy aproximado al real.

2) *Carga interior o de borde y contracción uniforme por disminución de temperatura.* — Una disminución importante de la temperatura media puede producirse durante noches frías que sigan a días calurosos en primavera y verano y en períodos fríos de otoño e invierno.

En primavera y verano el efecto de esta disminución de temperatura queda compensado por el combado bordes arriba que se produce en la placa y origina importantes compresiones en su fondo. En otoño e invierno la disminución de temperatura será continuada y abarca normalmente un período de varios días. El efecto del gradiente de temperatura será de poca importancia. Como además los descensos más fuertes de temperatura se suelen producir en tiempo seco, la influencia de la humedad es también pequeña.

En estas condiciones la tensión máxima de tracción para carga interior o de borde se presentará en el fondo y será la superposición siguiente:

Tensión debida a la carga + Tensión debida a la contracción uniforme — Tensión debida a gradiente de temperatura — Tensión debida a gradiente de humedad.

De los dos últimos sumandos, de muy poca importancia, puede prescindirse.

3) *Carga de esquina y combado bordes arriba por gradiente de temperatura.* — En las noches frías de verano que puedan seguir a días calurosos, se produce un combado notable bordes arriba. Las tensiones de tracción por carga de esquina en la cara superior de la losa alcanzan valores elevados. Mediante las fórmulas de WESTERGAARD modificadas puede calcularse la tensión máxima producida por la carga exterior. A esta tensión habría que agregar la debida al gradiente de temperatura, cambios de humedad, etc., pero todos estos efectos son despreciables aunque el primero de ellos puede calcularse por la fórmula de BRADBURY o valorar con KELLEY en 3 Kg./cm.² y agregarlo a la tensión producida por la carga de esquina.

El caso crítico es el tercero; el espesor de una losa uniforme debe ser suficiente para que la tensión por la carga de esquina durante el combado bordes arriba de las noche de verano sea admisible; esta losa tendrá un margen sobrado de resistencia en su interior y borde.

26.6. El Proyecto. — Al iniciarse en gran escala la construcción de carreteras de hormigón, fundamentalmente en los Estados Unidos,

alrededor de 1920, las losas se construían directamente sobre el terreno natural. No se tenía en cuenta la calidad de éste y no se estudiaba el drenaje adecuado. Los espesores de losas utilizados eran de unos 15 cm. Con el aumento del tráfico pesado, pronto se llegó a la evidencia de la influencia del terreno de apoyo sobre el comportamiento del firme.

En el año 1930, la Public Road Administration inició sus estudios acerca de las tensiones en firmes rígidos. Estos estudios pusieron de manifiesto la influencia del combado de las placas y de la falta de soporte de las losas en las tensiones producidas. En el período de 1930-1940, es cuando se desarrollan casi todos los métodos de cálculo de tensiones en las losas de hormigón.

En este período fué normal la construcción de las losas con bordes recocidos o reforzados y espesores superiores a los 15 cm. del principio. Al final de la segunda guerra mundial, el fenómeno de la surgencia o "pumping" se presentó con el aumento del tráfico pesado en casi todos los firmes rígidos construídos hasta entonces. Es en esta época cuando se introducen las bases granulares, fundamentalmente como medio de evitar dicho fenómeno; a la vez se produce un aumento gradual en el espesor de las losas y un perfeccionamiento en los elementos de transmisión de cargas en las juntas.

En la actualidad, en el proyecto de un firme rígido se incluye, salvo rara excepción, una capa de base como apoyo de la losa de hormigón. Los espesores de éstas se han elevado entre 20 y 25 cm., según el tráfico y la naturaleza del suelo y presentan muy poca diferencia en los diversos países. Las mayores discrepancias de proyecto se observan en el de juntas, concretamente en su separación, así como en el empleo o no de acero como armadura de las losas.

El apoyo de las losas; capa de base. El fenómeno de surgencia. — En términos generales y como ya hemos visto al estudiar las tensiones, las losas de hormigón son poco exigentes en cuanto a resistencia del cimiento por la gran extensión en que realiza la losa el reparto de las cargas sobre el suelo. Lo que sí es importante, es que su apoyo sobre el suelo sea uniforme y completo y que estas condiciones se mantengan en el tiempo.

Como hemos indicado en el párrafo anterior, la causa principal de rotura en pavimentos rígidos, observada con gran frecuencia a partir de los últimos años de la segunda guerra mundial, ha sido el fenómeno denominado de surgencia o "pumping" de la subrasante. Este fenómeno, según definición del Comité especial para su estudio, nombrado en 1946 por la Highway Research Board, y contenida en su publicación

final de 1948, es "expulsión de agua y suelo, en suspensión, de la explosión a través de juntas y grietas y a lo largo de los bordes del pavimento, causada por la deflexión de la placa al paso de las grandes cargas después de la acumulación de agua libre sobre o en el cimiento".

A causa de este fenómeno se produce una socavación progresiva debajo de las juntas y grietas por las cuales penetra el agua de superficie y en los bordes del pavimento; la losa, falta de apoyo adecuado, acaba por fisurarse.

La iniciación del fenómeno se observa por la aparición de manchas de barro en grietas y juntas y por fluxión del terreno en los bordes de las losas, y progresa con rapidez ocasionando la ruina del pavimento.

Para que se produzca, parece han de concurrir tres factores esenciales:

- 1) Agua libre bajo el pavimento.
- 2) Cargas fuertes y frecuentes.
- 3) Suelo susceptible de entrar en suspensión.

Si falta uno cualquiera de ellos no aparece la surgencia. Los suelos más susceptibles de entrar en surgencia son aquellos en los que predominan las fracciones finas, limos y arcillas; en cambio, la experiencia demuestra que cuando las losas apoyan sobre subrasantes no plásticas, de arena, grava o mezcla de ambas, el fenómeno no se presenta.

Varios métodos se han utilizado para corregir la surgencia:

- a) Interposición de una subbase granular debajo del pavimento.
- b) Utilización de elementos de transmisión de carga en las juntas.
- c) Drenaje eficaz.
- d) Inyecciones de sellado de materiales bituminosos o análogos en juntas y grietas.
- e) Refuerzos de pavimentos.

Las tres primeras son medidas a tomar en el proyecto y los otros dos para combatir el fenómeno cuando éste se ha presentado.

Sin embargo, el uso extensivo y no cuidado de materiales granulares en las capas de base ha originado el que éstas pueden quedar afectadas por un fenómeno de características parecidas a la surgencia y que los anglosajones han denominado "blowing". Aunque este fenómeno difiere en algunos aspectos de la surgencia, es básicamente una forma de ella que puede presentarse en materiales granulares, especialmente si en éstos abundan los finos. El "blowing" de la base se manifiesta en una

primera etapa por la aparición de cavidades en la base, situadas en las inmediaciones de los bordes de las losas. Estas cavidades son producidas por erosión de la base, al paso de las cargas, por agua que pueda quedar interpuesta entre la losa y el cemento. Más tarde, si los finos son abundantes en la base, puede producirse una segregación de los mismos, que van a formar unas bolsadas de barro en los huecos que antes han producido. Por último, y debido a la entrada de partículas del material de la base en las juntas y grietas, se producen otras nuevas por la restricción al movimiento de las losas.

La extensiva investigación realizada en los Estados Unidos acerca de ambos fenómenos, surgencia y "blowing", ha conducido a una serie de conclusiones y reglas prácticas a seguir en el proyecto:

1.ª No se presentan estos fenómenos en suelos naturales de buena granulometría o en subbases granulares que tengan más de un 55 por 100 de material retenido en el tamiz núm. 200, cuando el pavimento soporta un volumen moderado de cargas pesadas.

2.ª Aun bajo un tráfico intenso y pesado no se presentan en suelos o bases granulares con más de un 55 por 100, retenido en el tamiz número 200, si la fracción fina tiene un índice de plasticidad igual o menor que 6 y un índice líquido menor que 25.

3.ª Las bases granulares de espesores entre 10 y 20 cm. son muy útiles como capas antisurgencia. Deberán estar bien graduadas y contener un mínimo de finos. Las capas de bases granulares comprendidas en los husos de la figura 26.17, la experiencia ha demostrado dan excelente resultado. Estas granulometrías son recomendadas en el "Report of Committee on Maintenance of Joints in Concrete Pavements as Related to the Pumping Action of Slabs", Highway Research Board, Proceedings, 1948, vol. 28, pág. 281. Ello no quiere decir que acaso no pueden encontrarse materiales que sin cumplir las condiciones antedichas den buen resultado.

4.ª Una adecuada construcción y conservación de juntas, reducirá la infiltración de agua, que es uno de los factores esenciales en la producción del fenómeno.

5.ª La supresión o separación de las juntas de dilatación, así como una menor separación entre las de contracción, y la previsión de elementos de transmisión de cargas en las juntas, son factores que reducen notablemente el fenómeno.

6.ª Las grietas por restricción del movimiento, características del "blowing", suelen aparecer cuando se utilizan capas de base de zahorras graduadas. Si se utilizan capas de base de arena o de piedra

machacadas, raramente se producen. La práctica ha demostrado también que estas grietas son más frecuentes en pavimentos de bordes recedidos que en pavimentos sección uniforme.

La capa de base. — Las capas de base tienen, aparte de evitar los fenómenos de surgencia, otros fines a cumplir; en primer término, facilitar un apoyo uniforme a las losas y simplificar la construcción. Es necesaria capa de base cuando las losas de hormigón se apoyen sobre suelos que puedan experimentar importantes cambios de volumen con las variaciones de humedad, por las condiciones de clima y drenaje. El peligro mayor es la variación de contenido de humedad entre el centro del

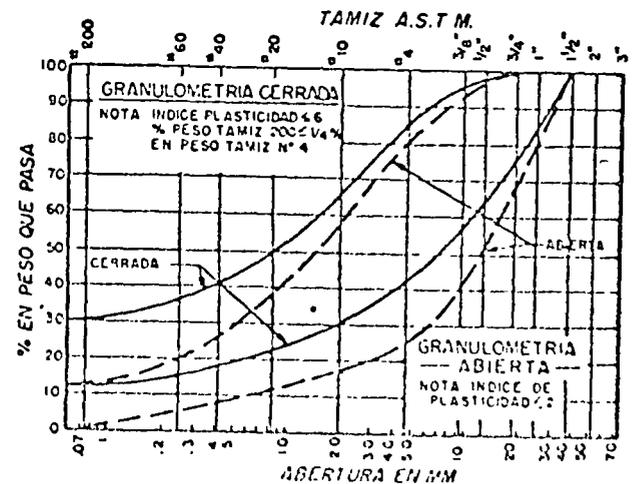
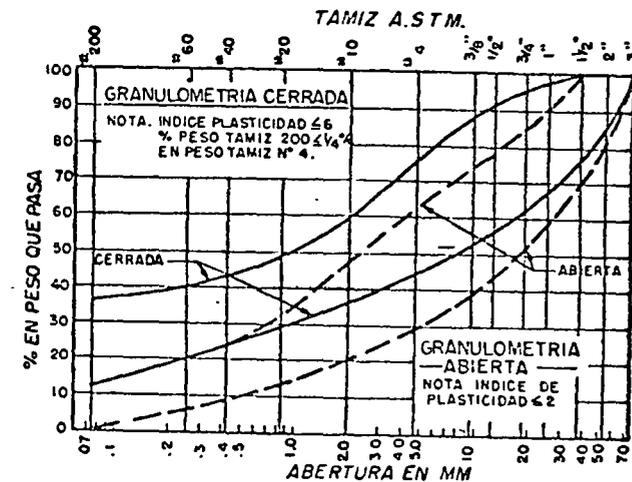


Figura 26.17.

pavimento y los bordes, que puede producir movimientos diferenciales.

En climas donde se produzcan grandes variaciones de humedad, la experiencia ha demostrado que los suelos con un entumecimiento menor del 2 por 100 no necesitan tratamiento especial (entumecimiento en el ensayo C.B.R.); cuando el entumecimiento varía del 2 al 4 por 100 deberán compactarse para que su entumecimiento sea mínimo; ello se consigue normalmente cuando la compactación se realiza con humedad ligeramente superior a la óptima y se alcanza del 90 al 95 por 100 de la densidad Proctor; hay que tomar, además, las medidas necesarias para lograr que no se produzca pérdida de humedad antes de colocar

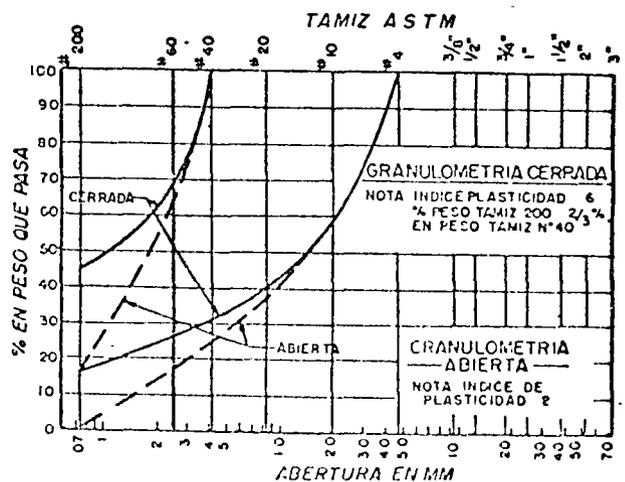
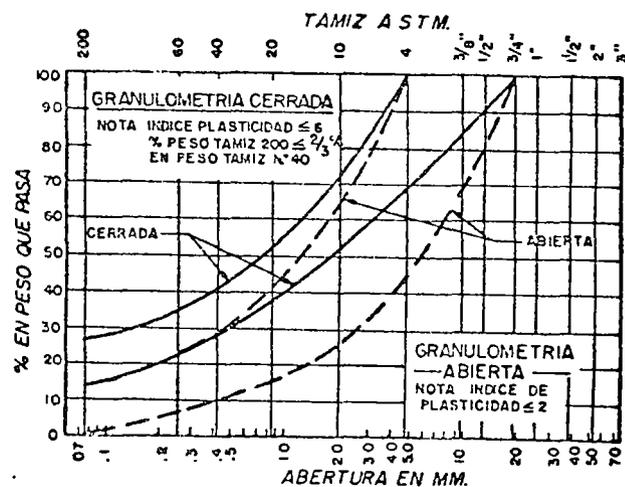


Figura 26 17.

el pavimento. Suelos, con un 4 por 100 o más de entumecimiento, exigen normalmente el uso de capas de base. El espesor de la capa de base depende de la naturaleza del suelo, de su densidad y contenido de humedad, del clima y de la propia naturaleza y condiciones de puesta en obra de la base.

Cuando los suelos sobre los que se apoya la losa puedan ser susceptibles a la acción de las heladas, ha de preverse en el proyecto una capa de base, de espesor adecuado, para que no se produzca el fenómeno de la segregación de hielo.

En el caso de que se utilicen bases granulares de granulometría abierta bajo las losas de hormigón, es necesario prever una capa de cierre de arena bien graduada, de un espesor de 2 a 3 cm., que sirva de apoyo a las losas. En todo caso, las capas de base y de cierre de las de granulometría abierta, deben compactarse adecuadamente, como mínimo el 100 por 100 del Proctor normal o el 95 por 100 del Proctor modificado, y prolongarse por lo menos 30 cm. fuera de los bordes del pavimento.

Normas prácticas. — En Europa, la Comisión especial nombrada por la A.I.P.C.R.*, para el estudio de los firmes rígidos, envió un cuestionario a los principales países con experiencia en firmes de hormigón para recoger todas las características de los firmes proyectados en ellos, al variar la naturaleza del suelo y la intensidad del tráfico; los suelos los clasifica como se indica en el cuadro núm. 1.

El tráfico lo clasifica en 500, 2.000 y 4.000 vehículos comerciales día, de los cuales hay un 10 por 100 con cargas por eje de más de 10 Tm., un 40 por 100 entre 10 y 5 Tm. y un 50 por 100 entre 5 y 3 toneladas métricas.

En el cuadro núm. 2 se recogen las contestaciones de los diversos países, referentes a la base.

En Estados Unidos se proyecta siempre capa de base, salvo si el suelo natural es de muy buena calidad y en carreteras de tráfico ligero. Su espesor es, normalmente, de 15 cm., y su objeto facilitar la ejecución, impedir los hinchamientos y deformaciones locales del suelo y prevenir la surgencia.

En ciertos Estados, donde se dispone de arena barata o la acción de la helada es fuerte, como en Michigan y Wisconsin, se prevén espesores muy superiores de base, hasta 50 cm. Lo mismo ocurre en Europa, en los países escandinavos. En ciertos Estados americanos, California

(*) Asociación Internacional Permanente de los Comités de Carreteras.

CUADRO NÚM. 1.

Descripción	TIPO DE SUELO					
	I	II	III	IV	V	VI
	Grava-arena	Grava	Arena fina	Limo	Grava-arena-arcilla	Arcilla pesada
Índice de plasticidad	No Plástico	No Plástico	No Plástico	4	6	50
Límite líquido	—	—	—	25	25	75
Coefficiente de uniformidad $\frac{d_{60}}{d_{10}}$	7	2,4	2	—	30	—
Humedad natural %	5-7	—	8-10	12-15	7	28
Propiedades de compactación	Fácil de compactar	Muy difícil de compactar	Muy difícil de compactar	Difícil de compactar en condiciones de humedad	Fácil de compactar pero susceptible de debilitarse por acción de agua	Normalmente se presenta en buen estado de compactación no siendo necesario compactar más.
Nivel de la capa freática por debajo de la rasante	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Posibilidad de helarse	Ligera	Nula	Ligera a media	Media a elevada	Ligera a media	Ninguna

y Oeste, se exige al cimiento un papel importante en la resistencia del firme; ello permite disminuir algo el espesor y suprimir todo dispositivo de transmisión de cargas en las juntas. En California se tratan los 10 centímetros superiores de base con cemento, exigiendo una resistencia a la compresión a los siete días de 21 Kg./cm.² para carreteras de tráfico

ligero y 52 Kg./cm.² para tráfico pesado. Utilizan en las capas superiores de las bases gravas de excelente granulometría, por lo cual alcanzan las resistencias citadas con una proporción de cemento del 3 al 5 por 100.

Resumen. — Si el suelo no es de excelente calidad y el tráfico ligero, se debe proyectar una capa de base granular de unos 15 cm. de espesor. Pueden servir de orientación en cuanto a granulometría los husos de la tabla I, pág. 420.

En el caso de subrasantes en las que sean de temer cambios importantes de volumen, o si hay peligro de helada, debe proyectarse una subbase teniendo en cuenta estos fenómenos.

Si se utilizan bases de granulometría abierta debe preverse una capa de arena de 2 a 3 cm. como cierre de la base.

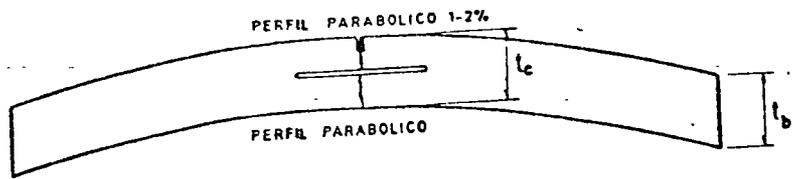
En los recientes ensayos A.A.S.H.O. en el Estado de Illinois, se ha observado comportamiento muy parecido de las losas de hormigón sobre bases de 7,5 cm., 15 cm. y 22,5 cm.; de donde parece deducirse, que para el suelo de la zona de ensayo, el espesor de la base siempre que se halle comprendido entre 7,5 y 22,5 cm. no influye de modo importante en las resistencias de las placas de hormigón.

26.7. Elección de la sección transversal y fijación de espesores. *Sección transversal.* — Los principales tipos de secciones transversales utilizadas en firmes de hormigón se recogen en la figura 26.18.

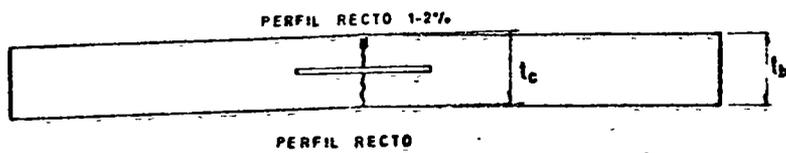
La sección transversal empezó proyectándose de espesor uniforme. La investigación experimental del "camino de Bates", realizada en 1923 en los Estados Unidos, confirmó que la sección transversal para aproximarse a la ideal de igual resistencia, debería tener sus bordes recrecidos. El hecho de que la tensión crítica es la correspondiente a la carga de esquina durante el combado bordes arriba, que las tensiones en un borde libre son superiores a las tensiones en bordes coartados y en el interior de las losas, justifican, teóricamente, las secciones equilibradas. Con ellas el ahorro de hormigón puede ser de un 10 por 100. En cambio, el perfilado de la subrasante es más costoso y la ejecución en general más difícil. *La tendencia actual, tanto en Estados Unidos como en Europa, es la de proyectar las losas de espesor uniforme; las secciones de bordes recrecidos prácticamente no se utilizan.*

La sección uniforme tiene la ventaja de su simplicidad. Además, teniendo en cuenta que en las carreteras actuales, más anchas que las antiguas, el tráfico se aleja de los bordes de las losas, las cargas interiores y de bordes son más frecuentes que las de esquina..

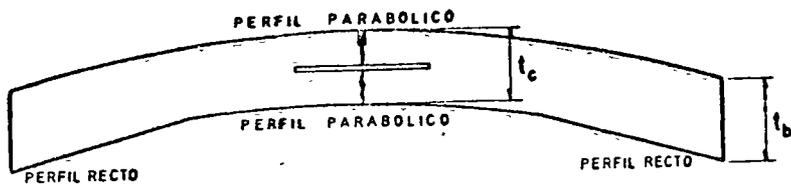
Sección uniforme. Determinación del espesor. — El espesor teó-
se fija de modo que la tensión crítica a tracción por flexión en el
migón sea admisible. La tensión crítica corresponde a carga de es-



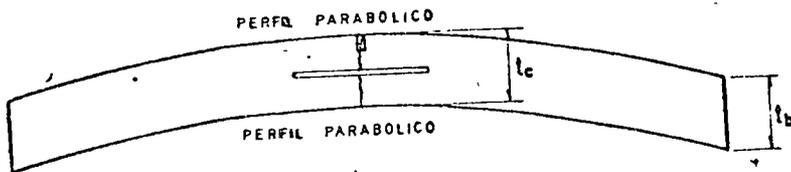
Sección uniforme - espesor uniforme ($t_b = t_c$).



Sección uniforme - espesor uniforme ($t_b = t_c$).



Sección equilibrada - espesamiento recto ($t_b = t_c$).



Sección equilibrada - espesamiento parabólico ($t_b = t_c$).

Figura 26.18.

quina durante el combado bordes arriba. La losa tiene tres bordes, a
través de los cuales se realiza una cierta transmisión de carga a las losas
contiguas. La esquina crítica es la formada por un borde libre y una jun-
ta transversal y, dentro de ellas, la experiencia ha demostrado ser la for-
mada por borde libre y junta de dilatación. De la mayor o menor per-
fección en el sistema de transmisión de cargas de cada junta, dependerá
que la diferencia entre la tensión crítica de esquina y la tensión de borde

o interior, sea mayor o menor. La perfección en los sistemas de transmi-
sión de cargas en la junta es de gran importancia, pues se reducirá el
espesor total de la losa al poder contar con que una parte mayor de la
carga se transmite a las losas contiguas.

El espesor puede fijarse de modo que la tensión por carga de esqui-
na durante el combado bordes arriba más la tensión por gradiente de
temperatura sea inferior a la admisible. La primera podemos calcularla
por la fórmula de BRADBURY, para carga de esquina; la segunda, por la
del mismo autor, para tensión de combado en esquina.

Tendremos así:

$$\frac{3 \cdot 0,8 P}{h^2} \left(1 - \left(\frac{a}{l} \right)^{0,6} \right) + \frac{E \alpha t}{3(1-\mu)} \sqrt{\frac{a}{l}} < \sigma \text{ admisible;}$$

siendo:

- P = carga de cálculo.
- h = espesor.
- a = radio del círculo de carga.
- l = radio de rigidez relativa.
- E = módulo de elasticidad del hormigón.
- α = coeficiente de dilatación del hormigón.
- $t = \frac{2}{3} h$.

σ admisible = tensión de trabajo admisible en el hormigón.

Suele tomarse σ admisible la mitad de la carga de rotura.

La Portland Cement Association recomienda se fije el espesor por
la fórmula de PICKETT, es decir, de modo que:

$$\frac{3,36 P}{h^2} \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0,925 + 0,22 \frac{a}{l}} \right] < \sigma \text{ admisible;}$$

considerando implícito en el primer miembro el ligero aumento de ten-
sión que produce el gradiente de temperatura. La figura 26.19 es un
ábaco para la fijación del espesor, según la fórmula de PICKETT; en él
se recogen las dos fórmulas de PICKETT: la de esquina protegida, en la
que se supone que el 20 por 100 de la carga que actúa sobre la esquina
se transmite a la losa contigua, y la no protegida, en la que no se admite
transmisión de carga.

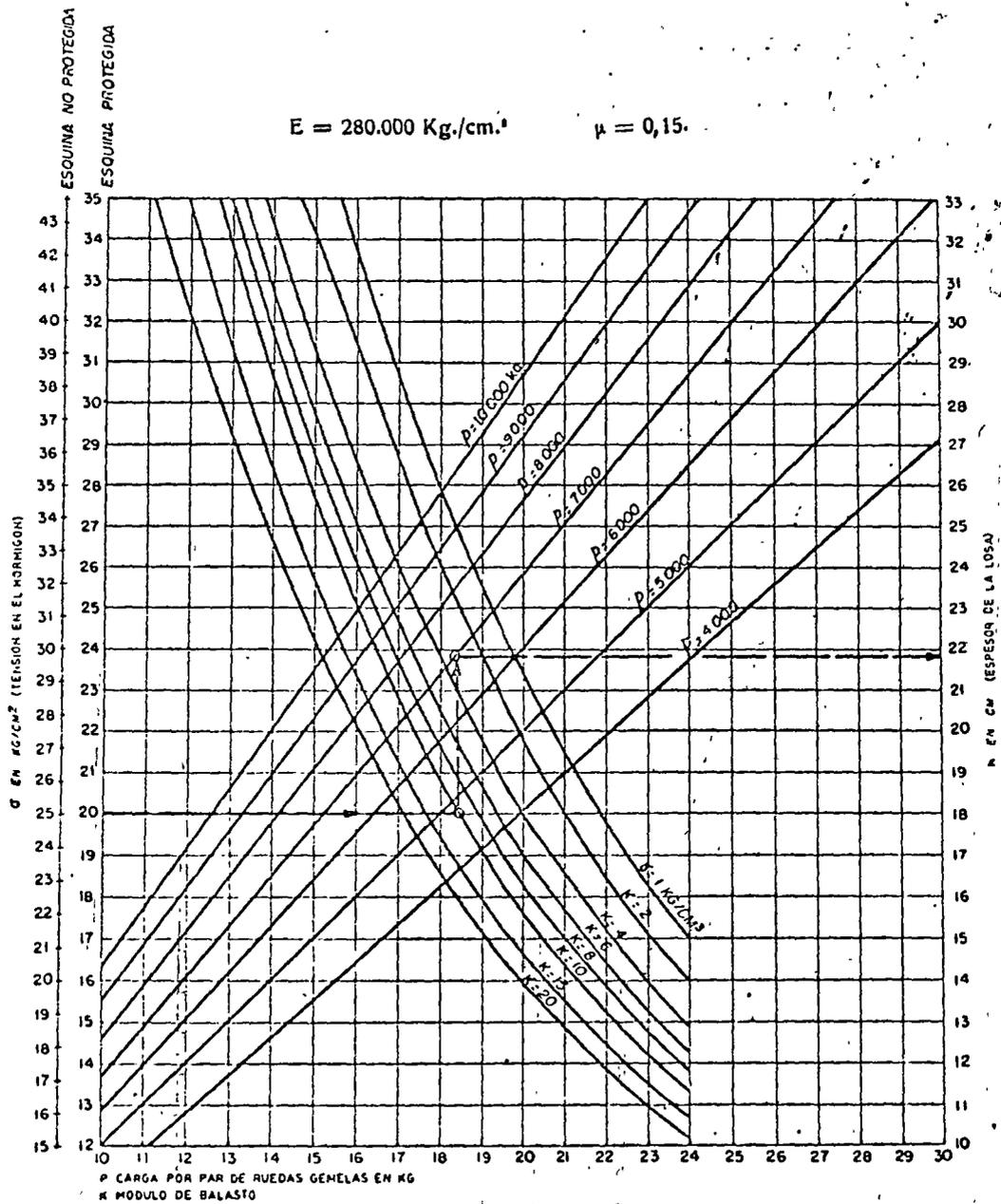


Fig. 26 19. — Abaco para el cálculo de pavimentos rígidos de hormigón con esquina protegida y no protegida. Fórmula del Dr. PICKETT. (Doble rueda)

CUADRO NÚM. 2. --- Resumen de las respuestas al cuestionario

	BELGICA	DINAMARCA	FRANCIA	
			Becker	Peltier
SUELO. Cómo se prepara la explanada. I. Arena-grava. II. Grava. III. Arena fina. IV. Limo. V. Grava-arena-arcilla. VI. Arcilla densa.	I, IV y V. Compactación Proctor modificado al 95 %. III. A veces, vibrada. VI. Sin compactación.	Compactación Proctor <i>standard</i> al 95-98 %.	I. Rodillo rueda neumática. II. Estabilización con emulsión bituminosa. III. Sin preparar. IV. Rodillo rueda neumática. V. Rodillo pata de cabra y de rueda neumática. VI. Sin preparación especial.	I. Rodillo vibratorio 3-5 Tn. 2-4 pasadas y rodillo de llanta lisa o neumática. II. Bandeja vibratoria; a veces estabilización con emulsión o cemento. III. Bandeja vibratoria; a veces estabilización con betún. V. Rodillo de neumáticos Proctor modificado, 90 %. IV-VI. Sin compactación directa.
BASE. Espesor.	I. Sin base. III, V. Sin base, si no es susceptible a las heladas. IV. 52 cm. V. 12-20 cm.	Si el suelo es susceptible a las heladas, 40-50 centímetros.	I, II. Sin base. III. 15 cm. IV. 15 cm. V. Si el suelo es susceptible a heladas, 15 cm. VI. Cuando el suelo está "debilizado" por la lluvia, 15 cm.	I, II, V. Sin base. III. 10-15 cm. IV, VI. Susceptible a las heladas, 30-40 cm. No susceptible a las heladas, 10-15 cm.
MATERIAL.	IV. 30 cm. arena (10-4 centímetros/s.) + 22 centímetros piedra. 75 % 40/63. 25 % 9/2. VI. Piedra 75 % 40/63. 25 % 0/2.	Arena o grava de buena granulometría.	Grava-arena.	Grava arenosa o grava machacada.
GRADO DE COMPACTACIÓN.	No se especifica ninguno.	Si es posible, Proctor <i>standard</i> 100 %.		Fondo: Rodillo de neumáticos. Superficie: Rodillo liso o vibratorio ligero.
MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN.	Distribución del material con "bulldozer" o niveladora. Compactación con rodillo vibratorio o de rueda lisa.	Rodillo vibratorio; tratamiento final entre moldes por medio de vigas vibratorias con contenido de humedad óptimo.		
PARA EVITAR LA FRICCIÓN.	Papel Kraft.	Nivelación muy exacta de la base; a veces, papel.	Papel Kraft.	Quizá no sea útil I, II, V 2-3 cm. arena.
DRENAJE.	Zanjas laterales. IV. Capa de arena. VI. Drenaje de la base.	Si el cimiento está húmedo, drenaje por tubos.	I, II, III. Sin drenaje. IV, V. Tubos de 8 cm. en las zanjas.	Zanjas laterales. IV, VI. Drenaje de la base.

ALEMANIA	GRAN BRETAÑA	HOLANDA	SUECIA
<p>I. Compactación Proctor 100 %.</p> <p>II. Agreg. arena 2/0,06: 98 % Proctor modificado.</p> <p>III. ———</p> <p>IV. 60 cm. de arena-grava 0,2/20 Proctor 100 %.</p> <p>V. Compactación al 98 % Proctor modificado, espesor menor de 20 cm., 100 %.</p> <p>VI. Sin preparación si el contenido de humedad es muy alto.</p> <p>I, II. Sin base.</p> <p>III. 15-20 cm.</p> <p>IV. 18 cm.</p> <p>V. 50 cm.</p> <p>VI. 50 cm.</p>	<p>I. Ocho pasadas con rodillo de rueda lisa de 8 Tn. o de rueda neumática de 12 Tn., ó 2-4 pasadas con una compactadora de plancha vibratoria.</p> <p>IV. Rodillo de llanta lisa en condiciones de humedad favorables. Sellado de superficie.</p> <p>V. (Como I.)</p> <p>VI. Sólo un ligero apisonado para moldear. Sellado de superficie.</p> <p>I, V. Sin base.</p> <p>III. Espesor de loseta, 36 cm.</p> <p>VI. 15 cm.</p>	<p>Terraplenes de arena. 90-95 Proctor <i>standard</i>.</p> <p>Generalmente, sin base.</p>	<p>I. Compactación ordinaria.</p> <p>II. Compactación ordinaria (incluye una ligera capa del tipo I).</p> <p>III. Sin preparación especial, excepto la nivelación.</p> <p>IV. Compactación con rodillos en condiciones atmosféricas favorables.</p> <p>V. Compactación con rodillos.</p> <p>VI. Sin preparación especial, excepto la nivelación.</p> <p>I. Capa superficial delgada.</p> <p>II. 5 cm.</p> <p>III. 10-20 cm.</p> <p>IV. 50-80 cm.</p> <p>V. Sin base, si los "finos" 10 %.</p> <p>VI. 15-30 cm.</p>
<p>III. Estabilización con cemento o alquitrán.</p> <p>IV. Estabilización de arena-grava.</p> <p>V, VI. Capa antihielo.</p>	<p>Grava, grava - arena - arcilla, "Clinker" duro, etc.</p>		<p>I. Material compuesto como V.</p> <p>II. Material compuesto como V.</p> <p>III. Grava.</p> <p>IV. Capa superficial rípos I, II ó III, si fuese necesario.</p> <p>VI. (Como IV.)</p>
<p>V, VI. Proctor modificado 98 %.</p>	<p>No se especifica.</p>		<p>Proctor modificado 95 %.</p>
<p>III, IV. Mezcla <i>in situ</i>.</p>	<p>Compactado en una sola capa por un rodillo vibratorio de 30 cm. o con el rodillo vibratorio más pesado que no cause deformaciones.</p>		<p>I. Apisonado ligero.</p> <p>II. Apisonado ligero.</p> <p>III. Vibración.</p> <p>IV. Vibración en capas.</p> <p>V. Apisonado ligero.</p> <p>VI. Vibración.</p>
<p>I, II, V, VI. Papel 150 gr./m.².</p>	<p>Papel Kraft.</p>	<p>Papel.</p>	<p><i>Carreteras</i>: Capa delgada de materiales de buena granulometría.</p> <p><i>Aeródromos</i>: Papel.</p>
<p>Se extenderá la capa contra heladas hasta los taludes.</p>	<p>Agua superficial a las zanjas o pozos de drenaje. Drenes interceptores en el terreno lateral o en los cortes o trincheras donde el nivel freático sea elevado.</p>	<p>Drenes a ambos lados del terraplén, a una distancia de 15-25 metros.</p>	<p>IV. Una capa de arena bien drenada 15-20 cm. sobre la explanada.</p>

CUADRO NÚM. 3. — Resumen de res.

	BELGICA	DINAMARCA			Becker		
		500	2000	4000	500	2000	4000
Vehículo comercial/día.	—	18	20	20	23	24	40
Proyecto de las losas de hormigón:	Carreteras normales, 20. Carreteras principales, 23. VI. A veces mayor espesor o reforzadas.		3,5-7,5			5,5	
Espesor (cm.).							
Ancho de losa (m.).	Carreteras normales, 3-3,5. Autopistas, 3,75.						
Separación de las juntas de dilatación (m.)	11, 12, 13 ó 12,5, 15,5, 17,5 (series sucesivas).	Generalmente, sin juntas de dilatación.			Sin juntas de dilatación.		
Separación de las juntas de contracción (m.).	—	5			7		
Refuerzo:		Sin refuerzo.			Sin refuerzo.		
Barras longitudinales.	VI. 2,4 Kg./m. ² .						
Barras transversales.	Fondo de la loseta.	Si existen, de relleno "filler" premoldado con sellado y pasadores.					
Tipo de las juntas de dilatación.	Generalmente, sin elementos de transferencia de carga.						
Ancho de las juntas de dilatación (mm.).	Verano. Invierno.	10-13			20		
Barras-pasadores:		Habitualmente, sin barras-pasadores.			25 sólo en las juntas de construcción, 20		
Diámetro (mm.).		Si existieran			18-20		
Longitud (cm.).		25			40		
Separación (cm.).		60			40		
Tipo de juntas de contracción.	—				Junta serrada o tira de fibra insertada.		
Tipo de juntas longitudinales.	Junta de construcción (a tope).				Junta serrada o junta de construcción.		
Barras de unión:		Generalmente, sin estas barras.			Sin barras de unión		
Diámetro (mm.).		Si las hubiera.			16		
Longitud (cm.).		10			50		
Separación (cm.).		80			100		
Durmientes.	No se usan generalmente. A veces, 15 x 100 - 120.	Con pletinas.			No, pero ensayos con estabilización.		
Material de relleno.	Cartón de fibra impregnado.				Cartón de fibra impregnado.		
Material de sellado.	Especificación 1955. Bol. APCBR núm. 29.				Juntas serradas: sin especificación. Otras juntas: compuesto asfalto-caucho.		
Sección transversal de la carretera (ancho de carretera) (m.).	9-10,5 ó 2 x 7,5.				7-10,5 ó 2 x 7,5.		
Pendiente transversal.	1,5-2,0 %				15 %		
Coste:					11 (9)		
Precio aproximado 8 Km., ancho 7 metros (£ 1.000).	80				200		

respuestas al cuestionario sobre proyecto de losas de hormigón.

FRANCIA				ALEMANIA			GRAN BRETAÑA			HOLANDA		SUECIA	
	Peltier												
	4000	500	2000	4000	500	2000	4000	500	2000	4000			
24	I, II, V... 18	20	21	I, II, V... 20	22	24	I, IV 20,5	23	25,5	23	18	(Bordes de mayor espesor — 20 cm. — empleado en las carreteras principales.)	
	III, IV ... 20	22	23	III 18	20	22	V 18	20,5	23				
	VI 23	24	25	IV 20			VI 23	25,5	28				
	3-35; a veces construcción con todo su ancho.			4 (5)			3,75			3,625		3,5	
atación.	Sólo en las curvas, 30-40			15 15 (50)	15 (50)		36	36	45	37,5-75		83	
	6,8			10	10		Sin juntas de contracción.			6,25		17	
	Sin refuerzo.			2-3 Kg./m. ²			8,2	9,4		Sin refuerzo.	6	Tejido malla.	
							7,6	7,6			30		
							4,9	5,9			6		
				5	6	7	40,6	40,6			45		
	Filler premoldeado, con sellado.			Plancha de madera.			"Filler" premoldeado con sellado y barras pasadores.			"Filler" premoldeado con sellado.	"Filler" premoldeado con sellado y barras pasadores.		
	0			20	20 (25)		20			13		10	
	20-30						25						
untas.	Sin barras-pasadores.			24	26		25	30		Sin barras-pasadores.		19	
20.				60	60-70		60	70				40	
				30	30			30				40	
4 cm.).	Junta serrada o tira doble de caucho.			Junta serrada (4 cm.), con barras pasadores.			No se exigen.			Junta simulada (plano debilitado).		Junta simulada.	
	Diversos tipos.			Junta serrada (4 cm.).			Junta de construcción machiemburada.			Junta de construcción machiemburada.		Junta de construcción machiemburada o junta simulada.	
nión.	Sin barras de unión.			14-16			15	20		8-12		12	
				60-80			100	100		80		100	
				150 (75 en las curvas).			70	60		50		100	
	No.			Sólo tramos de ensayo, 150 × 15 cm.			No.			120 × 15 cm.		No.	
	Madera impregnada u otro material premoldeado.			Madera blanda.			Cartón de fibra impregnado o madera blanda libre de nudos.			Madera blanda.		Cartón de fibra impregnado.	
	Productos especiales basados en betunes y algunas veces en caucho.			DIN 1.996.			Compuesto caucho-betún.			Caucho-asfalto.		Compuesto asfáltico.	
	7-10,5, 10,5 ó 2 × 7.			8,5	2 × 7,5		7,5	7,05 ó 2 × 7,5		2 × 7,25			
	10-15 %				15 %		2 × 7,5 ó 2 × 9,5			1:60 (17 %)		1:60 (17 %).	
	130				120		1,48 (21 %)					80	
							100			75			

La fórmula que hemos recomendado utilizar es la de esquina protegida, ya que tanto si se utiliza la expresión de BRADBURY, como si se utiliza la de PICKETT, se supone que se adoptan los dispositivos que nos garantizan que el 20 por 100 de la carga de esquina se transmite a la losa contigua. Estos dispositivos se indican al hablar de las juntas.

Las diferencias de espesores que se obtienen aplicando el cálculo teórico son muy pequeñas para cada tipo de suelo y tráfico; por ello y por las ventajas indudables que ofrece la normalización en la mayoría de los países de Europa y América se han fijado dos o tres espesores directamente relacionados con la naturaleza del suelo, clase e intensidad del tráfico. En estas recomendaciones, se fijan también la naturaleza y espesor de la base; si es necesaria, juntas, características de hormigón, etcétera. En el cuadro núm. 3 puede verse el criterio de la técnica europea, y en el núm. 4 la que rige en diferentes Estados americanos; hay que tener en cuenta que los ejes más pesados autorizados en Estados Unidos son de 8 a 10 toneladas.

26.8. Juntas. — Las juntas se prevén en los firmes rígidos para disminuir los efectos de temperatura y humedad y por razones constructivas.

Según su posición quedan clasificadas en juntas transversales y juntas longitudinales; y, por su función, en juntas de dilatación, juntas de contracción, juntas de combado y juntas de construcción.

Juntas transversales. Juntas de dilatación. — Las juntas de dilatación se proyectaban hace unos años mucho más próximas entre sí que en la actualidad. Por otro lado, el ancho de la junta, distancia entre los dos bordes de las losas que la constituye, se fijaba de modo que permitiera la libre expansión de estas losas; es decir:

$$\Delta L \cong \alpha L \Delta t;$$

siendo:

- α = el coeficiente de dilatación del hormigón.
- Δt = el máximo incremento previsible en la temperatura media de la losa.
- L = la longitud de la losa.

Este espacio se rellenaba con material elástico para que no fuera expulsado por la compresión y, al contraerse de nuevo el hormigón, la junta quedase llena.

En la actualidad, el criterio ya universalmente aceptado, se orienta a la mayor separación de las juntas de dilatación. Son el elemento más

CUADRO NÚM. 4. — *Espesor de los pavimentos (*)*.

	ESPESOR cm.				OTROS
	16,1-18,4	18,4-21,7	21,7	21,7-23	
SISTEMA INTERESTATAL					
Ariz. Colo. Me. N. H. N. M. Okla. Ore. R. I.	Calif. Mo. Wyo.	Fla. Ga. Ka. Md. Miss. N. J. N. Y. N. C. S. D. Tenn. (Rural). V. T. Wash.	Mich. Minn. Wis.	Ala. Ark. Del. Ill. Ind. Iowa. Ky. La. Neb. N. D. Ohio. Pa. Tenn. (Urbano) W. Va.	Conn. 18,4-21,7 y 23. D. C. Variable. S. C. 19,5-21,7-22,8. Tex. 21,7 a 27,6. Va. 18,4 a 23.
RESTO					
Fla.	Ariz. Colo. D. C. Ga. Ind. Me. Mass. Mo. N. H. N. M. N. D. Okla. Ore. R. I. S. C. Wah. V. E.	Calif. Ky. La. Miss. Neb. N. J. N. Y. N. C.	Ala. Del. Ind. Kan. Md. S. D.	Ill. Tenn. (Urbano). Ohio. Pa. Tenn. (Rural).	Conn. 18,4-21,7-23. Conn. 21,7-13,8-21,7-23-16,1-23. Iowa. 23-22,8-23-18,4-23. Mich. 18,4-21,7-23. Minn. 18,4-21,7-23. Tex. 18,4 a 27,6. Wash. 18-4 y 23. W. Va. 18,4 y 23. Wis. 18,4-21,7-23.

(*) De la Portland Cement Assoc. (Sumario 1958).

débil de los firmes rígidos de carreteras; es donde, con más frecuencia se presenta, con la aparición de las grandes cargas, el fenómeno de "pumping" o surgencia de la subrasante. Al separar las juntas de dilatación y restringir la libre dilatación de las losas, se somete el pavimento a un estado de compresión axial. Las tensiones de compresión que aparecen, se aprovechan para disminuir en parte las de tracción. Claro es que esta disminución solamente se producirá en los períodos en que la losa tiende a dilatarse y entra en compresión. Pero es precisamente en esta época cuando se originan las mayores tensiones, debidas al combado de las placas. Por otro lado, la acción de compresión mantiene cerradas las juntas transversales de contracción y las fisuras que se hayan podido producir en el pavimento. Hay, sin embargo, un peligro ante las cargas demasiado elevadas de compresión que pueden producirse; y las roturas que los americanos han denominado "blow up", son, en realidad, un efecto de pandeo de la losa, que procede de elevadas cargas de compresión, producidas en las inmediaciones de las juntas al dejar éstas de ser efectivas, en todo o en parte, por interposición de elementos extraños o simplemente por su exagerada separación.

En relación con este fenómeno, en los Estados Unidos se ha llegado a una correlación muy estrecha con el tipo de árido y de cemento empleado en la fabricación de hormigones, utilizando hormigones de bajo coeficiente de dilatación, con lo cual las roturas prácticamente desaparecen.

Aunque las roturas del tipo "blow up" pueden ser un problema, la experiencia ha demostrado que es más conveniente mantener localizados los fallos de este tipo, que no son frecuentes, a correr los riesgos serios que entraña la existencia de un elevado número de juntas de dilatación.

Las juntas de dilatación deben ser construídas en toda la profundidad de la losa. Es necesario fijar en el proyecto la separación entre juntas, el ancho de las mismas y los elementos de transmisión de cargas a través de ellas. Los detalles de este tipo de juntas, según las prácticas vigentes en los diversos Estados europeos, se recogen en el cuadro número 3, y los correspondientes de los Estados americanos, en el cuadro número 5. De su examen se deduce que las juntas transversales de dilatación se suprimen en bastantes países, situando en estos casos las de contracción a intervalos cortos de 3 a 6 m., si se trata de pavimentos sin armar.

La Portland Cement Association, recomienda en su manual "Concrete Pavement Design" separar las juntas de dilatación de 180 a 240

CUADRO NÚM. 5. — Juntas transversales típicas (*).

ESTADO	DILATACION		CONTRACCION		
	Separación m.	Ancho cm.	Separación m.	Profundidad cm.	Ancho cm.
Ala.	180	2,3	6	6,9	0,29
Ariz.	+	1,72	4,5	4,6	0,49
Ark.	+		10,5	4,6-3,4	0,58
Cal.	+		(4,5 Wrp. Jt.) 4,5	4,6	0,58
Colo.	+	1,72	4,5-6	4,6	0,29-0,58
Conn.	+	1,72	12		
Del.	+		18,4		
D. C.	9	1,15		1,15 d	
Fla.	+	1,72	6	3,4 mín.	0,58
Ga.	180 invierno. 360 verano.	1,72	9	4,6	0,42
Id.	1,72			4,6	0,58
Ill.	+		30	6,3	
Ind.			12	0,76 d	
Iowa	Varía puente.	2,3-4,6	6-22,9	4 y 3,4	
Kan.	+	1,7	18,4	6,67	0,84
Ky.	+	1,15-2,3	15	3,4	0,29-0,58
La.	+	1,7	6-17,5	4,6-6,9	0,84
Me.	+	2,3	6-24	4,6	0,84
Md.	180	1,7	12	5,7 d/13,8	0,29-0,84
Mass.		1,7		d/9,2, d/13,8	0,29
Mich.	Varía con temp.	2,3	29,7	4,6	1,15
Minn.	+	2,3-6,9	6; 11,9	3,4-4,6	0,84
Miss.	Varía con temp.	2,3	6,3	4,6	0,84
Mo.	+	4,6	9; 18,4	d/9,2	0,84
Mont.					
Neb.	+	2,3	4,892	4,6	0,29-0,84
Nev.					
N. H.					
N. J.	26,2	1,7	4,5-6	d/6,9	
N. M.	+		6	3,4-6	0,29
N. Y.	30	1,7			
N. C.	+		9	4,6	0,58
N. D.	+	2,3	6	3,4-2,87	0,29
Ohio	+	2,3	12	1,6	0,42
Okla.	+	1,7	4,5	3,4	0,29-0,58
Ore.	+	1,7	18,4	1,6	0,58

CUADRO NÚM. 5. — (Conclusión.)

ESTADO	DILATACION		CONTRACCION		
	Separación — m.	Ancho — cm.	Separación — m.	Profundidad — cm.	Ancho — m.
Pa.	Varía con agg.	4,00	18,32		
R.I.	22,05	1,72			
S.C.	+	1,15-1,72	9,00	d/9,20	
S.D.	+	2,30	18,32	4,60	0,28
Tenn. ...	+	1,70	6,90	d/9,20	0,28
Tex.	+	3,40	4,50	d/9,20	0,28-0,52
Utah	+	1,15			
Vt.	18,34	1,15			
Va.	+	1,72	Varia.	5,17-5,70	
Wásh. ...	+	1,72	4,50	4,60	
W. Va. ...	+	1,72	9,30	5,70	
Wis. ...	+	1,72	15,30	3,40	0,28-0,52
Wy.	+	1,75			

(*) De la Portland Cement Assoc. (Sumario 1959).
 (+) Emplazamientos especiales, tales como puentes.

metros, dándoles un ancho de 2 a 2,5 cm. si la construcción se efectúa en tiempo frío o se utilizan materiales de elevado coeficiente de dilatación. Recomienda también, y en esto coincide con la mayoría de los Estados americanos, prever juntas en las uniones del pavimento con otras estructuras; pero admite que no son necesarias las juntas de dilatación cuando se cumplen las siguientes condiciones:

1. El pavimento se construye con materiales de características normales de dilatación.
 2. Se construye durante períodos del año de temperatura normales.
 3. Se divide en losas relativamente cortas por juntas de contracción que eviten la formación de grietas intermedias.
 4. Las juntas de contracción se conservan adecuadamente para evitar la introducción de materiales incompresibles que puedan originar las roturas del tipo "blow up".
- Las juntas de dilatación deben llevar elementos de transmisión de carga de una losa a la contigua, pasadores. El cálculo de los mismos puede hacerse siguiendo la teoría de TIMOSHENKO y desarrollos posteriores de FRIBERG y BRADBURY; a efectos de proyecto, es suficiente:

proyectar barras de acero de 20 a 25 mm. de diámetro, con longitud de 50 a 60 cm., separados entre sí 30 cm. y cuidando de pintarlos y engrasarlos en la mitad de su longitud, para que no se adhieran al hormigón, así como prever un casquillo que permita su movimiento. El American Concrete Institute fija para los pasadores las características que se recogen en el cuadro siguiente:

Dimensiones mínimas aconsejables para pasadores de juntas de dilatación y contracción.

Espesor de la losa — cm.	PASADORES		
	Diámetro — mm.	Longitud — cm.	Separación — cm.
15	19	46	30
18	24	46	30
20,5	25	46	30
23	32	46	30
25,5	32	46	30

(A.C.I. Journal, julio 1956.)

El Road Research Laboratory recomienda:

ESPESOR DE LA LOSA	PASADORES		
	Diámetro — mm.	Longitud — cm.	Separación — cm.
Losas sin armar, de 15 y 17,5 cm., y armadas, de 15 a 22,5 cm.	20	50	30
Losas armadas de 20 y 22,5 cm.	25	60	30
Losas armadas de 25 cm. o más	30	70	30

En los cuadros anteriormente incluidos 3 y 5, puede consultarse el detalle de las contestaciones al cuestionario de la A.I.P.R.C. y la práctica de diversos Estados americanos en este punto.

En la figura 26.20 se recogen las características de una junta de dilatación con pasadores.

La separación de las juntas de dilatación ha permitido cuidar mucho más esmeradamente su ejecución, lo que con las separaciones de hace unos años, resultaba económicamente prohibitivo.

Juntas de contracción. — Las juntas transversales de contracción lo son también normalmente de combado. Cuando la losa se contrae uniformemente por una disminución de su temperatura media o de su contenido de humedad, aparecen, por el rozamiento con la subrasante,

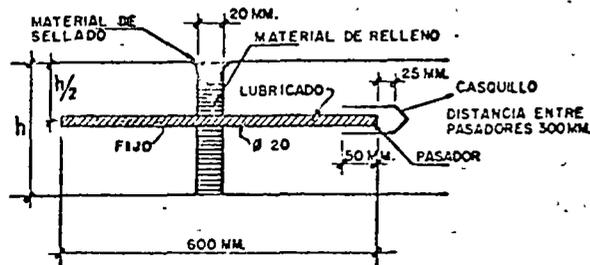


Fig. 26.20. — Junta de dilatación.

tensiones de tracción. Colocando juntas transversales a distancias convenientes, estas tensiones quedan reducidas a límites admisibles. En el caso de combado de la placa, la junta actúa como una articulación imperfecta, reduciendo de esta forma la luz libre de flexión. Las juntas de contracción y combado, como consecuencia de la mayor separación de las de dilatación, deben separarse menos; como su número es mayor que antes, es preciso que su coste sea lo más reducido posible.

La tendencia actual es dividir el pavimento mediante juntas de contracción separadas de 3 a 6 m. en el caso de pavimentos sin armadura. En la actualidad son prácticamente todas del tipo de juntas ciegas, formadas, o por una hendidura delgada, en la que se ha insertado tira de cartón, o bien cortadas a sierra.

Las ranuras tienen una profundidad de $1/4$ a $1/3$ del espesor de la losa. Se constituye así un plano debilitado, que se fisurará bajo los efectos de retracción del fraguado y de descensos de temperatura. La rotura que se produce en el plano de la junta es menos perjudicial, pues sigue, en general, una dirección vertical; el contorno correspondiente a los granos de grava, constituye un elemento de unión entre las dos losas que se forman y asegura la transmisión de parte de las cargas entre las dos losas, mientras la separación entre ambas no exceda de las irregularidades del contorno. En el caso de junta cortada a sierra, se rellena la

hendidura con material de sellado, que impide la infiltración de agua, polvo, arenilla, etc. Estas favorables condiciones se conservan a condición de que la junta no se abra excesivamente; es preferible que eventualmente se produzcan en el hormigón algunos esfuerzos de compresión, a cambio de que las juntas de contracción se conserven lo más cerradas posible, pues mientras menor sea la anchura de la ranura en la junta de contracción, el pavimento se conservará en mejores condiciones.

Las juntas ciegas, serradas mecánicamente, tienen un ancho total

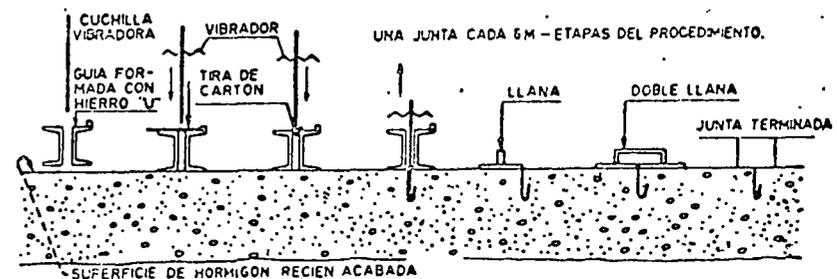


Figura 26.21.

que oscila entre los 5 y 8 mm., según se utilicen cuchillas de diamante o carborundum.

Cuando se emplean tiras de cartón asfaltado, de un espesor de 1,6 mm ($1/16''$), y un ancho de 44 mm. para obtención de ranuras delgadas, al insertar esta tira de cartón en el pavimento, es preciso el uso de cuchillas vibradoras.

En los Estados Unidos la tira de cartón, protegida por una lámina de acero, se coloca unos 6 mm. bajo la superficie del pavimento, se retira la guía y en seguida se ejecuta el afinado de la superficie en forma continua. La fisura muy fina que aparece en el pavimento, sólo se nota cuando se observa cuidadosamente y a corta distancia. Del mismo tipo es la junta holandesa, cuyos detalles de ejecución se recogen en la figura 26.21.

Tanto las juntas serradas en superficie, como las de tira embebida pueden ser de sección debilitada en el fondo, mediante un madero de forma trapecial o triangular, a otro elemento, como la junta suiza de chapa de alúmina. De esta forma, se define mejor el plano o superficie de rotura, y en el caso de juntas serradas en superficie se logra un

able ahorro al poder disminuir la profundidad de la hendidura a irar.

La junta suiza es de tira embebida y chapa de uralita en el fondo, y presenta también el perfeccionamiento de ser serrada en una profundidad de un par de centímetros, con lo que se consigue un acabado perfecto.

Las juntas más empleadas son las juntas ciegas cortadas mecánicamente a sierra; ésta puede ser de diamante o de carburundum, las primeras forman una ranura de 5 mm. de ancho y sólo son necesarias en el caso de áridos muy duros; cuarcitas, granitos, etc.; en las de carburundum, la ranura es de 8 mm. y son mucho más baratas; sirven para areniscas, calizas, etc.

El corte de las juntas debe efectuarse en el momento oportuno: no puede realizarse cuando el hormigón está aún fresco, pero tampoco puede demorarse su ejecución hasta que el endurecimiento haya progresado excesivamente, pues entonces, aparte de dificultarse el corte y aumentar notoriamente el coste del metro lineal de serrado, pueden producirse grietas por la retracción del fraguado. En el caso de que el corte se ejecute demasiado pronto, se podrían aflojar las partículas de gravillas. Además, el hormigón ha de tener la suficiente consistencia para soportar el peso de la sierra. El momento de corte depende, pues, de las condiciones climáticas, del tipo de hormigón y del método de curado. Debe determinarse cuidadosamente, y, en términos generales, efectuarse unas seis horas después de efectuado el vertido. Este inconveniente no existe en las juntas de tira embebida.

El proyecto de juntas de contracción comprende: la elección del tipo de junta, la fijación de su separación y el estudio de los elementos de transmisión de carga a través de la junta.

En la figura 26.22 se recogen los principales tipos de juntas transversales de contracción.

En cuanto a la separación de las juntas de contracción, ya hemos indicado que en pavimentos sin armar suele oscilar entre los 3 y los 6 metros.

En el cuadro núm. 3 pueden consultarse las contestaciones de los distintos países europeos al cuestionario de la A.I.P.C.R. y en el número 5 las de diversos Estados americanos.

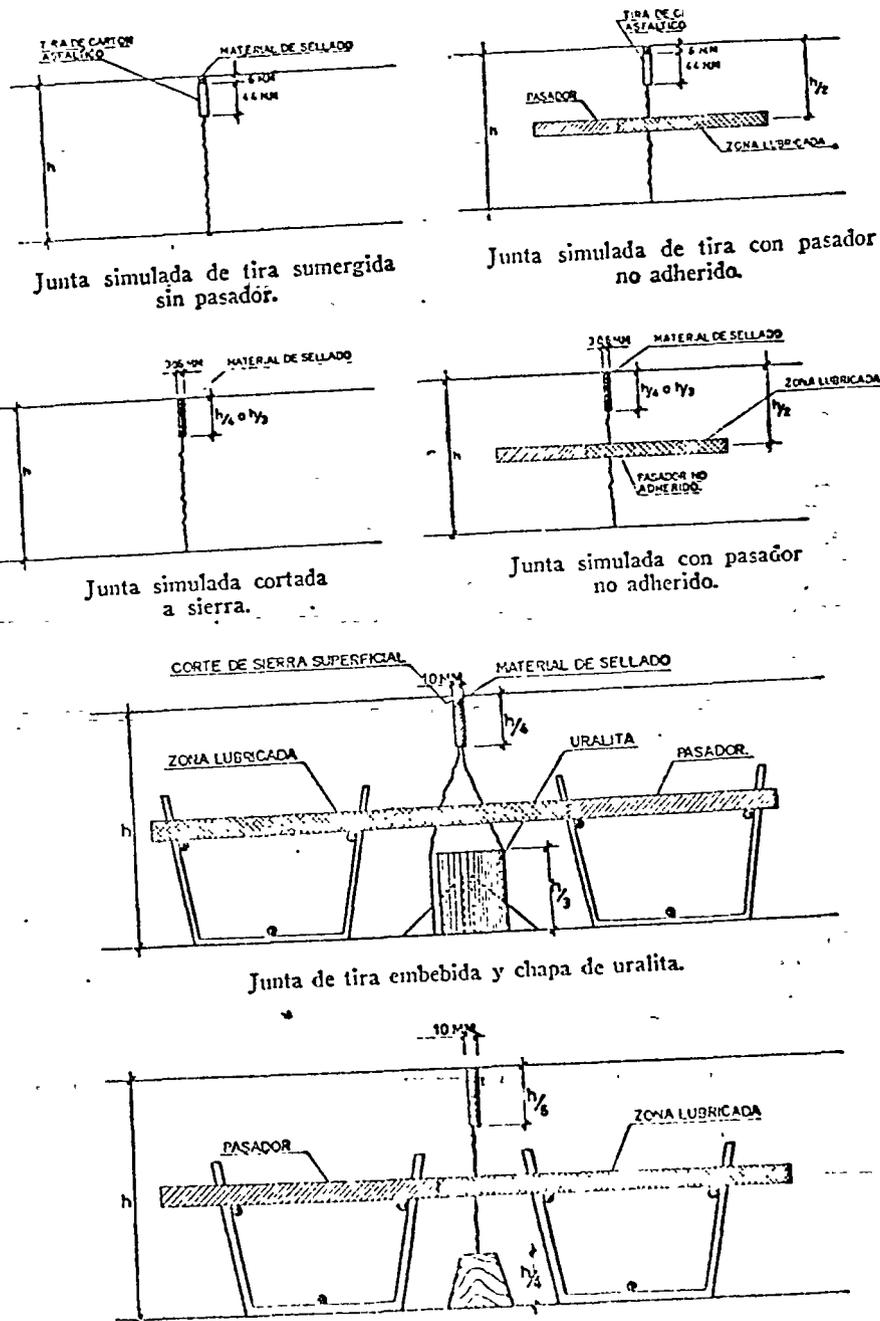


Figura 26.22.

La Portland Cement Association recomienda, en pavimentos sin armar, las siguientes separaciones para las juntas de contracción:

Tipo de árido grueso utilizado en la preparación del hormigón	Distancia entre juntas de contracción — m.
Granito	7,5
Caliza	6
Marga	6
Grava calcárea	6
Grava silíceo	4,5
Grava inferior a 20 mm.	4,5
Escoria	4,5

Claro es que en pavimentos sin armar y con las juntas de dilatación proyectadas, como se ha indicado anteriormente.

Transmisión de cargas a través de las juntas de contracción. — En el caso de que se hayan proyectado muy próximas entre sí, la traba que se consigue con el agregado es suficiente para efectuar la transmisión de una parte importante de la carga. No son necesarios los pasadores. Pero hace falta que la distancia entre juntas sea tal que la máxima apertura no exceda de aquella que es necesaria para que exista la traba producida por los áridos.

La Portland Cement Association, en relación con este punto, señala el criterio siguiente:

Los pasadores no son necesarios cuando las juntas de contracción están espaciadas menos de 6 m. Los pasadores son necesarios en todas las juntas de contracción cuando el espaciamiento entre ellas supera los 6 m. o las juntas de dilatación distan entre sí menos de 150 m.

Los pasadores sólo son necesarios en las primeras 6 a 10 juntas de contracción, a partir de cada junta de dilatación cuando la distancia entre juntas de dilatación supera los 150 m., pero la existencia entre juntas de contracción no supera los 6 m. La razón de ello es que las juntas de contracción se abren más en las inmediaciones de las de dilatación.

La tendencia europea es utilizar siempre pasadores, al menos en las carreteras importantes.

Como criterio de proyecto vale el ya indicado al tratar de juntas de dilatación. Pasadores de 20 mm. de diámetro cada 30 cm. de 60

centímetros de longitud, lubricados al menos en una mitad. El cálculo teórico puede hacerse siguiendo las teorías de TIMOSHENKO, FRIEBERG

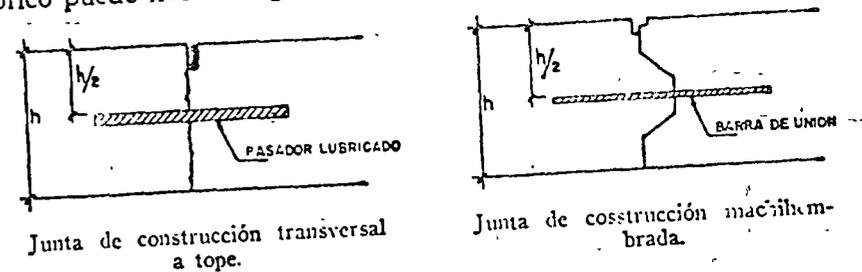


Figura 26.23.

y BRADBURY. La práctica europea y americana puede consultarse en los cuadros correspondientes.

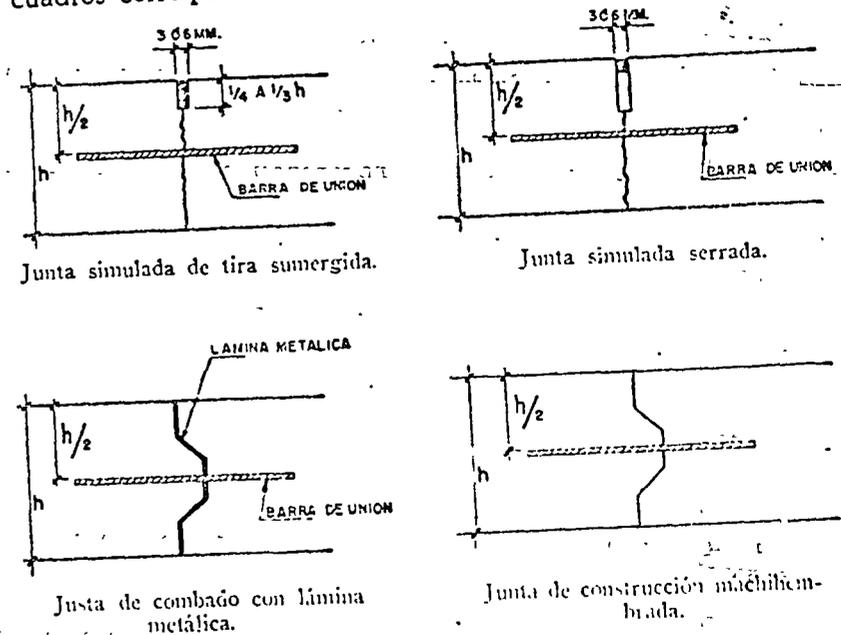


Figura 26.24.

Juntas de construcción. — Son normalmente juntas a tope y deben ir provistas de los correspondientes pasadores adheridos para la transmisión de cargas.

Los transversales se utilizan cuando se interrumpe el trabajo, por ejemplo, al finalizar la tarea diaria.

En algunos casos han sido machihembradas. En la figura 26.23

se estudian los principales tipos de juntas de construcción trans-

Juntas longitudinales. — Longitudinalmente se divide el pavimento en juntas; la separación de éstas, o sea el ancho de la losa, suele ser una vía de circulación.

Si la carretera es de dos circulaciones, es frecuente hormigonarla por el ancho y crear posteriormente una junta longitudinal ciega, por el tipo de tira inserta o por medio de serrado mecánico.

Si se hormigona por vías de circulación, la junta longitudinal es a tope de construcción y los tipos más frecuentes son a tope.

En todo caso, deben ir provistas de barras de unión entre losas, normalmente, redondos de 12 a 15 mm. de diámetro, separados y de longitud aproximada de 0,80 a 1 m. Estas barras deben adherirse a ambas losas, ya que su objeto es evitar la separación de ellas.

El American Concrete Institute recomienda las siguientes características en las barras de unión de acero corrugado de 12 y 16 mm.

Longitud total	12 mm.			Longitud total	16 mm		
	Separación				Separación		
	Ancho de losa	Ancho de losa	Ancho de losa		Ancho de losa	Ancho de losa	Ancho de losa
	3,05	3,35	3,65		3,05	3,35	3,65
50	120	105	95	60	120	120	120
	100	90	85		120	120	110
	85	80	70		120	110	110
	75	70	60		120	110	100
	70	65	65		100	110	90

En la figura 26.24 se recogen los principales tipos de juntas longitudinales.

Pavimentos de hormigón armado. — El empleo de armaduras de acero en las losas de un pavimento rígido, tiene como finalidad mantener cerradas las juntas y grietas y conseguir la unidad de cada losa, después de la fisuración del hormigón. El uso de tales armaduras permite una mayor separación de las juntas de contracción, pudiendo aplicarse al pavimento continuo. El espesor no se varía (por lo menos sentente).

La armadura no evita el agrietamiento, que siempre se producirá

al espaciar las juntas a distancias mayores que las recomendadas para los pavimentos sin armar, e incluso en éstos. Lo que se consigue con la armadura es mantener cerradas las grietas y evitar su propagación. De este modo, la losa sigue siendo una unidad estructural, y la posible infiltración de agua a la subrasante a través de las grietas es mínima.

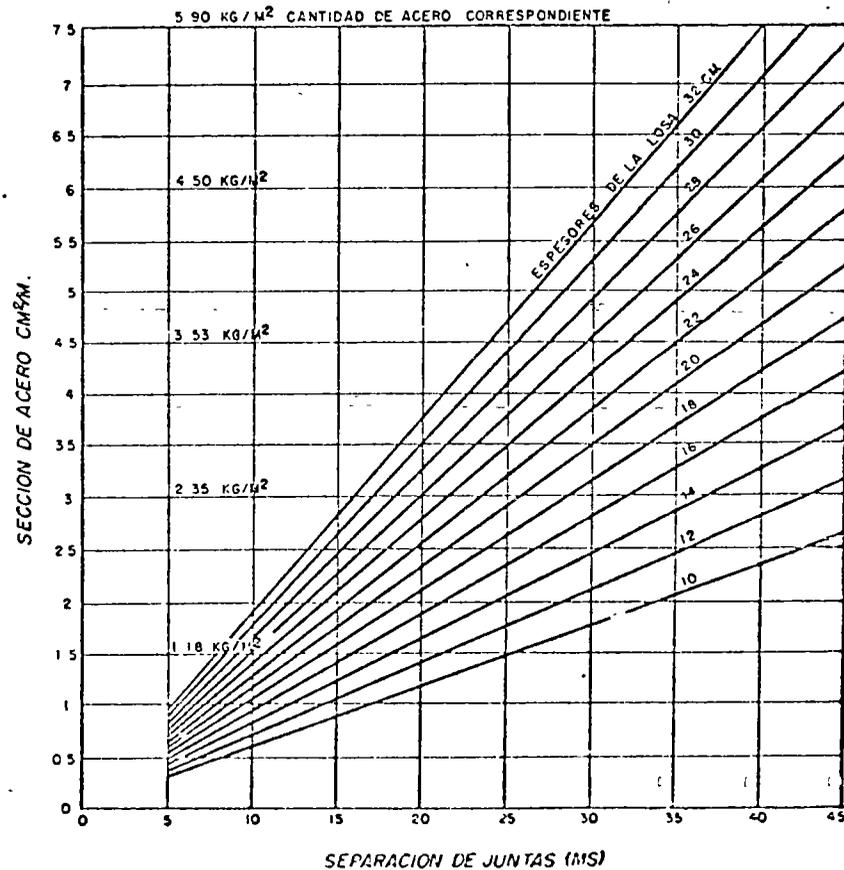


Fig 26.25. — Relación entre sección de acero y separación de juntas.

En la mayoría de las estructuras de hormigón armado, en las que el acero realiza una función resistente, el cálculo del mismo se efectúa de una forma precisa. No es éste el caso de las losas de hormigón en las que el acero de refuerzo, aun cuando puede calcularse para absorber las tracciones producidas por los descensos de temperatura, se dimensiona como resultado de la experiencia.

Si se pretende dimensionar la armadura longitudinal para que ab-

sorba las tracciones provocadas por los descensos de temperatura, puede utilizarse la fórmula:

$$S = \frac{f l d h}{2 \sigma}$$

S = sección acero por m. de ancho.

f = coeficiente de fricción. Puede tomarse 1,5 o calcularlo a partir de $f m$ máximo por las fórmulas de KELLEY.

d = peso específico.

l = longitud.

h = espesor.

σ = tensión de trabajo en acero.

De acuerdo con esta fórmula y tomando:

$$f = 1,5.$$

$$\sigma_a = 1.200 \text{ Kg./cm.}^2.$$

$$d = 2,4 \text{ Tn./m.}^3.$$

se ha obtenido el ábaco de la figura 26.25, que nos da la sección teórica de acero al variar la separación entre juntas de contracción en función del espesor de la losa.

No deben utilizarse aceros de diámetro superior a los 12 mm.

Se suele disponer una armadura transversal formando con la longitud una malla rectangular de cuantía aproximada al 50 por 100 de la longitud.

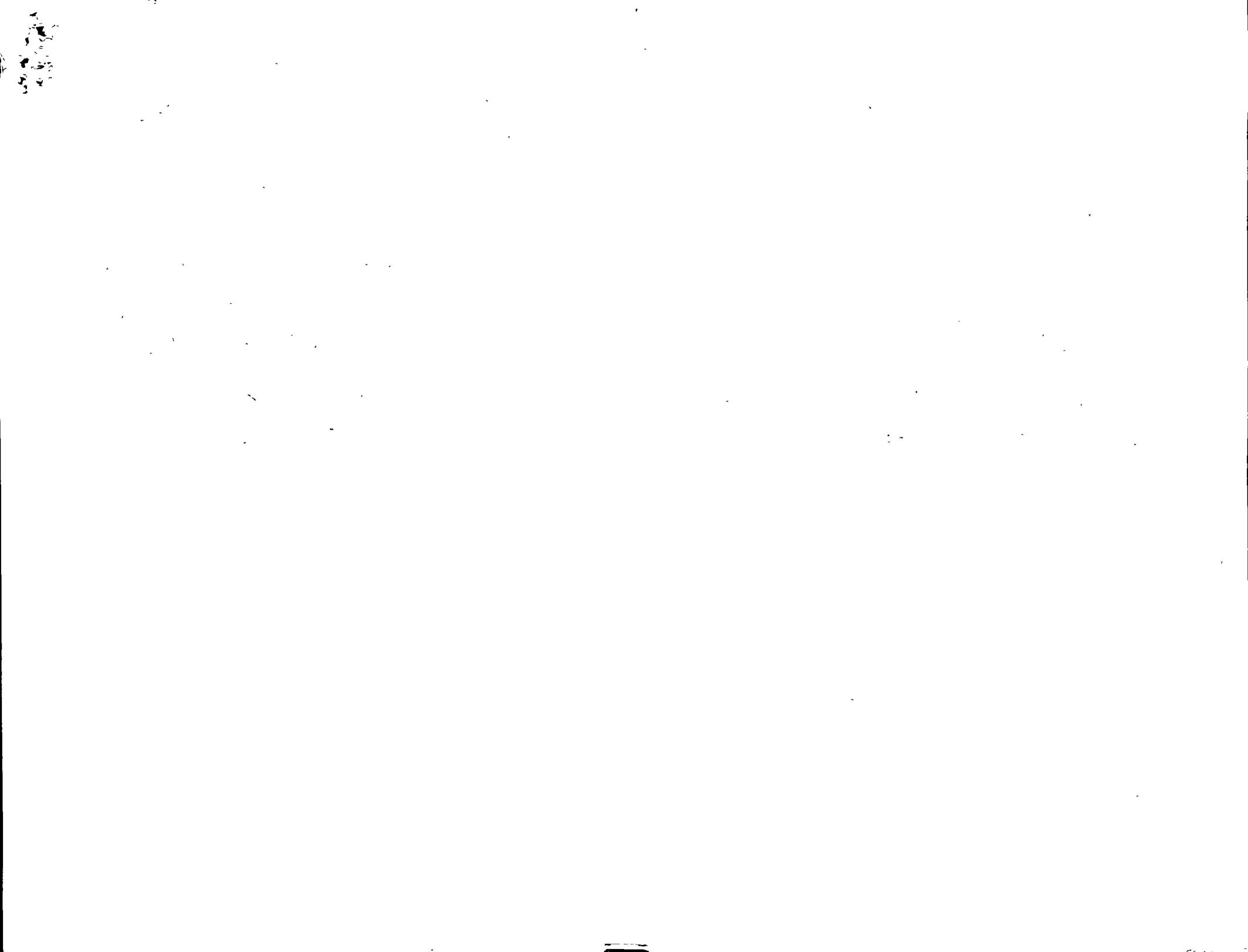
En el caso de supresión total de juntas transversales de contracción en longitudes superiores a los 100 m. (losa continua), se ha llegado a cuantías de un 0,5 por 100.

Bibliografía.

- HOGG, A. H. A.: "Equilibrium of a thin plate, symmetrically loaded, resting on an elastic foundation of infinite depth". *Phil. Mag.*, 1938, 25 (168), 576-82.
- "Equilibrium of a thin slab on an elastic foundation of finite depth". *Phil. Mag.*, 1944, 35 (243), 265-76.
- BURMISTER, D. M.: "The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways". *Proc. Highw. Res Bd Wash.*, 1943, 23, 126-44; discussion, 144-8.
- ACUM, W. E. A., and L. FOX: "Computation of load stresses in a threelayer elastic system". *Geotechnique*, London, 1951, 2 (4), 293-300.
- WESTERGAARD, H. M.: "Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis". *Publ. Rds. Wash.*, 1926, 7 (2), 25-35.
- TELLER, L. W., and E. C. SUTHERLAND: "The structural design of concrete pavements. Part 5. An experimental study of the Westergaard analysis of stress conditions in concrete pavements slabs of uniform thickness". *Publ. Rds., Wash.*, 1943, 23 (8), 167-212.
- SPARKES, F. N.: "Stresses in concrete road slabs". *Struct. Engr.*, 1939, 17 (2), 98-116.
- TELLER, L. W., and E. C. SUTHERLAND: "The structural design of concrete pavements. Part 2. Observed effects of variations in temperature and moisture on the size, shape and stress resistance of concrete pavements slabs". *Publ. Rds. Wash.*, 1935, 16 (9), 169-97.
- NEWMARK, N. M.: "Influence Charts for Computation of Stresses in elastic foundations". University of Illinois Engineering Experiment Station. Bulletin 338, 1942.
- PICKETT, GERALD and G. K. RAY: "Influence Charts for Rigid Pavements". *Transactions, ASCE*, 1951.
- PICKETT, GERALD: "A study of Stresses in the Corner Region of Concrete Pavement, Slabs under large Corner loads". Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1951.
- WESTERGAARD, H. M.: "Theory of concrete pavement design". *Proceedings, Highway Research Board*, 1927.
- KELLEY, E. F.: "Application of the results of research to the structural design of concrete pavements". *Public Roads.*, vol., 20, 1939.
- TELLER, L. W., and E. C. SUTHERLAND: "The structural design of concrete pavements". *Public Roads*, vol. 16, núms. 8, 9, 10; vol. 17, números 7, 8, 1936; vol. 23, núm. 8, 1943.
- WESTERGAARD, H. M.: "Analysis of stresses in concrete roads caused by variations of temperature". *Publ. Rds., Wash.*, 1927, 8 (3), 54-60.
- THOMLINSON, J.: "Temperature variations and consequent stresses produced by daily and seasonal temperature cycles in concrete slabs". *Concrete Constr. Eng.*, 1940, 35 (6), 298-307; (7) 352-60.
- WESTERGAARD, H. M.: "Analysis of stresses in concrete pavements due to variations of temperature". *Proceedings, Highway Research Board*, 1926.

- GOLDBECK, A. T.: "Friction tests of concrete on various sub-bases". *Publ. Rds. Wash.*, 1924, 5 (5).
- FRIBERG, B. F.: "Frictional resistance under concrete pavements and restraint stresses in long reinforced slabs". *Proceedings, Highway Research Board*, 1954.
- "Concrete roads, design and construction". Road Research Laboratory. London, Her Majesty's Stationery Office, 1955.
- E. J. YODER: "Principles of Pavement Design". New York. John Wiley and Sons, Inc., London, Chapman & Hall, Ltd.
- Road Research Laboratory: Soil Mechanics for road engineers. London, 1952 (Her Majesty's Stationery Office).
- Portland Cement Association: "Concrete pavement design for roads and streets carrying all classes of traffic". Portland Cement Association. Chicago, Illinois, 1951.
- Portland Cement Association: "Design of concrete airport pavement". Portland Cement Association. Chicago, Illinois, 1955.
- FRIBERG, B. F.: "Pavement research, design and prestressed concrete". *Proceedings, Highway Research Board*, 1955.
- YODER, E. J.: "Pumping of highway and airfield pavements". *Proceedings, Highway Research Board*, 1957.
- Highway Research Board*: "Maintenance methods for preventing and correcting the pumping action of concrete pavement slabs. Wartime Road Problems No. 4, *Highway Research Board*, 1942.
- Highway Research Board*: "Final report of Committee on Maintenance of concrete pavement as related to the pumping action of slabs". *Proceedings, Highway Research Board*, 1948.
- Highway Research Board*: "A survey of pumping in Illinois. Report of the Committee on Maintenance of joints in concrete pavements as related to the pumping action of the slabs". *Highway Research Board*, Research Report 1-D, 1948 (supplement).
- Kansas State Highway Commission and Portland Cement Association: Pumping of concrete pavements in Kansas. *Highway Research Board*, Report 1-D, 1946 (supplement).
- North Carolina State Highway and Public Works Comm. and Portland Cement Association: "Pumping in concrete pavement in North Carolina". *Highway Research Board*, Report 1-D, 1945 (supplement).
- Tennessee Department of Highways: "Pumping on concrete pavements in Tennessee". *Highway Research Board*, Report 1-D, 1944.
- VAN BREMEN, W.: "Pumping of concrete pavements in New Jersey. Corrective measures and future designs". *Proceedings, Highway Research Board*, 1944.
- WOODS, K. B.; F. H. GREEN and H. S. SWEET: "Pavement pumping correlated with traffic loads". *Proceedings, Highway Research Board*, 1947.
- HAYERS, J. A., and E. J. YODER: "A study of interactions of selected combinations of subgrade and base course subjected to repeated loading". *Proceedings, Highway Research Board*, 1957.
- VOGELGESANG, C. E.: "Effectiveness of granular bases for preventing pumping of rigid pavements". *Highway Research Board*, Bulletin 52, 1952.

- BRADBURY, R. D.: "Design of joints in concrete pavements". *Proceedings, Highway Research Board*, 1932.
- American Concrete Institute: "Structural design considerations for pavements joints". Report of Subcommittee III, ACI Committee 325, *Journal of the American Concrete Institute*, July 1956.
- FRIBERG, B. F.: "Load and deflection characteristics of dowels in transverse joints of concrete pavements". *Proceedings, Highway Research Board*, 1938.
- "Design of dowels in transverse joints of concrete pavements". *Transactions, ASCE*, vol. 105, 1940.
- FINNEY, E. A., and W. O. FREMONT: "Progress report on load deflection tests dealing with length and size of dowels". *Proceedings, Highway Research Board*, 1947.
- MARCUS, HENRY: "Load carrying capacity of dowels at transverse pavement joints". *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 23, October 1951.
- SUTHERLAND, E. C.: "Discussion on design of load transfer joints in concrete pavements". *Proceedings, Highway Research Board*, 1940.
- TIMOSHENKO, S., and J. M. LESSEL: "Applied elasticity". Westinghouse Technical Night School Press, Pittsburg, Pennsylvania, 1925.
- WESTERGAARD, H. M.: "Spacing of dowels". *Proceedings, Highway Research Board*, 1928.
- BRADBURY, R. D.: "Reinforced concrete pavements". Wire Reinforcement Institute. Washington, D. C., 1938.
- CASHELL, H. D., and W. E. TESKE: "Continuous reinforcement in concrete pavements". *Proceedings, Highway Research Board*, 1955.



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: GENERALIDADES SOBRE EQUIPO .

PROFESOR: ING. CARLOS MANUEL CHAVARRI M.

México, D. F., a 5 de marzo de 1974.

El Ingeniero Civil al estar ligado en las diferentes esferas del desarrollo de la infraestructura de nuestro país, requiere estar actualizando sus conocimientos, por ello se organizó el presente curso que está dirigido a aquellos que tienen que ver con el diseño y construcción de pavimentos. En el aspecto de caminos, los primeros se requieren para el paso de la gente y bestias de carga y posteriormente otros tipos ligeros como los carruajes, pero la frecuencia de cargas y el tránsito cada vez mayor, han exigido que se desarrollen nuevas técnicas para un mejor aprovechamiento de los materiales naturales, con objeto de lograr máxima economía en su construcción y tiendan a durar más.

Esto ha traído como resultado entre otros, que el constructor de un proyecto determinado planea, programe, organice, ejecute y controle mejor todos los recursos por aplicar en dicho proyecto. Es por ello que en la ejecución de obras tenemos la necesidad de equipos más potentes y modernos para excavar, transportar, triturar, mezclar, colocar y compactar los materiales ya sea en la construcción de caminos o en pistas de aeropuertos. Esta diversidad de técnicas que intervienen en las construcciones antes mencionadas, traen como consecuencia que el ingeniero se aleje con frecuencia del avance de la técnica y por ello consideramos de gran utilidad cursos como este.

Vamos a hacer una breve descripción de las innovaciones en el equipo de construcción como preámbulo a los temas que se desarrollarán más adelante.

Hoy en día existen muchos equipos para realizar trabajo, pero posiblemente ninguno tan versátil como el tractor, especialmente el de carriles que está equipado con su dozer y arado, la hoja o dozer del tractor se encuentra montada en un marco que se acopla al tractor y se controla hoy en día por sistemas hidráulicos a diferencia de los antiguos de cables que aunque más sencillos en cuanto a mantenimiento, pero el control hidráulico es superior ya que permite aplicar mayor fuerza en dicha hoja, hace algo de tiempo se objetaba al sistema hidráulico debido al alto costo de las reparaciones al usar mal dicho sistema, aspecto completamente superior hoy en día.

En cuanto al desgarrador o arado que se empezó a utilizar hacia 1930 ha evolucionado rápidamente, ya que de esa fecha a la actualidad se ha cambiado su estructura al montarlo al tractor y otros cambios como son nuevas aleaciones, mayor potencia en los tractores, introducción de un mecanismo hidráulico que permite al arado girar sobre un pivote y que controla la fuerza y profundidad de hincado también es importante la mejora para lograr que el ángulo no varíe con la penetración, es el montaje del paralelogramo, logrando que se mueva paralelamente.

En el caso de las motoescrapas, que utilizamos en trabajos de terracerías con mediana longitud de acarreo y que no compiten con camiones o vagonetas para acarreos largos.

La máquina se forma fundamentalmente de dos partes: una que da tracción a la máquina y que puede ser un tractor y otra que es en sí la motoescrapa formada por una caja metálica integrada con piezas diver-

sas para rigidizarlas y que puede subir o bajar ya sea hidráulicamente, por cables o bien por electricidad. Durante mucho tiempo se utilizó la motoescrepa con mecanismo de cables y se consideró de mayor eficiencia en vista de que los sistemas hidráulicos no estaban bien desarrollados; en la actualidad hay máquinas con sistemas hidráulicos muy eficientes. Hay que recordar que el sistema hidráulico trabaja con elevadas presiones, lo que puede provocar problemas pero como asentaba arriba existen actualmente motoescrepas perfectamente desarrolladas con mecanismos hidráulicos. También se emplean los sistemas eléctricos a base de motores independientes, pero el polvo origina grandes fallas en los motores a pesar de las protecciones que se le den y por otro lado es complicado el manejo del sistema.

Una evolución más en las motoescrepas es su tamaño, ya que las podemos ver desde $8m^3$ hasta $50m^3$.

Por otra parte han aumentado la potencia de tractor, con lo cual, evidentemente se reducen los costos de operación, siempre que el tamaño de la obra permita su uso.

Otra ventaja que se ha originado con los últimos avances, tanto en el tractor como en la escrepa, es la alta velocidad a la cual se pueden mover en los caminos, invadiendo así el campo de las vagonetas. A medida que aumenta la velocidad disminuye el ciclo y por lo tanto la capacidad horaria será mayor.

Así como la introducción de dos motores permite utilizar las motoescrepas en caminos de fuerte pendiente y disminuyen el tiempo de car

ga y hay veces que se cargan solas en materiales suaves.

Finalmente, hay un nuevo concepto que le ha agregado versatilidad a las motoescrepas de dos motores que es el sistema Push-Pull que elimina el tractor en proyectos.

En lo referente a cargadores, estos han mejorado sus sistemas y han aumentado sus capacidades y las restricciones que se tenían respecto a la posibilidad de ataque han cambiado a tal grado que han desplazado a las palas aun en el ataque en roca, pues con solo proteger adecuadamente sus neumáticos podemos reducir sus costos de operación. Esto ha dado lugar a que los veamos alimentando trituradoras cuando el banco se encuentra a 150 ó 200 m del de dicha trituradora o en carga de material en banco de roca a cielo abierto. Por otra parte su movilidad ha permitido que el rango de aplicaciones aumente día a día.

Por lo que se refiere a las dragas éstas van siendo desplazadas poco a poco por retroexcavadoras no obstante que la retroexcavadora es una de las excavadoras que existe desde hace tiempo se ha venido mejorando en su diseño y capacidad, puesto que en el mercado hoy las encontramos desde $3/8$ hasta de $3\ 1/2\ yd^3$ de capacidad aparte de haber aumentado su alcance, profundidad y productividad lo cual nos permite hoy en día nuevas aplicaciones que sólo eran destinadas a las dragas y palas.

Por lo que se refiere al equipo de compactación tenemos una serie de mejoras muy amplias como: mejores sistemas hidráulicos, sensores electrónicos, mayor versatilidad en su uso, etc., que se han traducido en mayores productividades. Así, tenemos hoy en día que el equipo patata de cabra que consistía en un rodillo que debía ser jalado por un trac-

tor a cambiado de tal manera que es autopropulsado con cuatro llantas - pata de cabra y una cuchilla que le permite acomodar el material obteniendo así mayores velocidades y una versatilidad tal que nos permite tener mayores rendimientos.

En el rodillo liso vibratorio que debe ser jalado por tractor ha evolucionado en tal forma que hoy lo tenemos auto propulsado y con mayores rangos de vibración que nos permiten tener ciclos y números de pasadas menores pudiéndose aplicar hasta en la compactación de carpetas asfálticas con magníficos resultados.

El seleccionar correctamente un equipo de trituración es uno de los aspectos que influyen para dar buenos resultados de costo y producción.

Anteriormente se utilizaban equipos de muy poca producción además de un tamaño poco adecuado para transportarlo de una obra a otra y que en ocasiones requería mucho tiempo para su instalación. Es por ello, que actualmente plantas móviles nos permiten una más rápida instalación y en consecuencia, reducir el tiempo para iniciar la producción y con las mejoras a sus mecanismos y tamaños nos permiten poder obtener mejores costos y programas más agresivos y además un mejor control en el tamaño de los agregados obtenidos, siendo desplazados los molinos por los conos que es la máquina idónea para integrar grupos móviles secundarios y terciarios que permiten procesar cualquier tipo de roca.

El revolver o mezclar materiales pétreos, con asfaltos o agua es

muy común en la elaboración de mezclas asfálticas o bases hidráulicas respectivamente.

Tenemos equipos que nos permiten ahorrar horas de motoconformadora en el mezclado de bases hidráulicas al realizar dicha mezcla -- previo a su colocación obteniendo mayores producciones en su tendido y una reducción considerable en el número de pipas y motoconformadoras.

En lo referente a mezclas asfálticas estas se realizan en plantas -- las cuales son del tipo continuo o discontinuo. En nuestro país se está -- incrementando el número de plantas continuas pues el mito que se tenía -- que eran difíciles de calibrar va desapareciendo prontamente al mejo -- rarse sus sistemas de operación que han pasado de mecánicos a electró -- nicos,, asimismo una mejor clasificación de materiales nos permite en -- las plantas modernas reducir el recribado y obtener costos horarios -- más bajos así como mayores producciones.

En lo referente a colocación de material de sello, se tienen hoy -- en día equipos autopropulsados que han permitido aumentar de una mane -- ra considerable la producción.



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: GENERALIDADES DE MECANICA DE SUELOS

PROFESOR: ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ

México, D. F., a 19 de febrero de 1974.

Capítulo IX

Pavimentos flexibles.

IX-1 Introducción.

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendida (s) entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas -- por el tránsito (Ref. 1). En otras palabras, el pavimento es la superestructura de la obra vial, que hace posible el tránsito -- expedito de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía previstos por el proyecto. La estructura o disposición de los elementos que lo constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrecen una gran variedad de posibilidades, de tal suerte que puede estar formado por una sola capa o, más comunmente, por varias y, a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados, sometidos a muy diversos tratamientos; su superficie de rodamiento propiamente dicha puede ser una carpeta asfáltica, una losa de concreto hidráulico o estar formada por acumulaciones de materiales pétreos compactados. De hecho, la actual tecnología contempla una gama muy diversa de secciones estructurales diferentes y elegir la más apropiada para las condiciones específicas del caso que se trate no es, por cierto, la tarea más sencilla a que se enfrenta el especialista.

De un modo bastante arbitrario y con fines fundamentalmente prácticos, los pavimentos se dividen en flexibles y rígidos. Sin embargo la rigidez o flexibilidad que un pavimento exhibe no es fácil de definir tan adecuadamente como para permitir una diferenciación precisa entre uno y otro tipo de pavimento; es hasta cierto punto materia de juicio el precisar que

.../...

tan rígido puede ser un pavimento flexible o que tan flexible -- puede llegar a ser un pavimento rígido.

Aun cuando de lo anterior puede desprenderse -- que los términos empleados para distinguir un pavimento de otro no son del todo adecuados, su uso ha sido tan ampliamente difundido que se considera conveniente conservarlos. Por otra parte, la cuestión resulta un tanto bizantina si se toma en cuenta que muy rara vez surgirá por ella una confusión importante en la comunicación práctica. El hecho es que los pavimentos se diferencian y definen en términos de los materiales de que están constituidos y de como se estructuran esos materiales y no por la forma en como distribuyen los esfuerzos y las deformaciones producidos por los vehículos a las capas inferiores, lo que quizá constituiría un criterio de clasificación más acertado.

Para los fines de este libro se considerará un pavimento rígido aquel cuyo elemento fundamental resistente sea una losa de concreto hidráulico; en cualquier otro caso, el pavimento se considerará flexible. Tan arbitraria clasificación con cuerda bastante con la generalmente aceptada.

Es evidente que la superficie terrestre no -- ofrece jamás las condiciones de rodamiento que exigen los modernos medios de transporte. Ello es cierto aunque se dé al adjetivo moderno un alcance muy retroactivo en el tiempo. A medida -- que los vehículos evolucionaron en peso, velocidad, comodidad y autonomía se fue creando la necesidad de proporcionarles una pista de circulación con unas condiciones de curvatura, pendiente, visibilidad, sección transversal, uniformidad, textura, etc., -- apropiadas a una demanda de operación cada vez más exigente. -- Las ideas anteriores condujeron a la construcción de terracerías y condicionaron su evolución. Obviamente la superficie de las --

terracerías debería ofrecer condiciones de rodamiento apropiadas y confortables al volumen creciente de vehículos cada vez más rápidos y pesados. Por razones económicas que saltan a la vista, en la construcción de las terracerías se impone el empleo de los materiales inmediatos a ellas; ésto llevó desde un principio a la utilización de suelos y fragmentos de roca. Las superficies de rodamiento obtenidas directamente como remate de las terracerías, formadas solo por materiales naturales pétreos, solo resuelven los problemas derivados de la presencia del tránsito moderno si ésto es realmente muy pequeño. Aún seleccionando los materiales térreos o los fragmentos de roca más apropiados y aún tratándolos mecánicamente (compactación) no se logrará una superficie de rodamiento adecuada cuando los volúmenes del tránsito circulante sean ya de regular intensidad; los materiales naturales, utilizados como tales pueden proporcionar condiciones adecuadas de operación durante un cierto tiempo, pero no se ha logrado hasta hoy dar a tales condiciones la debida permanencia cuando los volúmenes de tránsito excedan de los mínimos a considerar, los cuales, por otra parte abundan bastante en muchos países de desarrollo industrial aún limitado.

En consecuencia debe establecerse claramente -- una primera distinción en lo que a la consideración de la superficie de rodamiento se refiere. En caminos de muy escaso tránsito (a veces se ha dicho de menos de 200 vehículos diarios), las razones económicas impondrán el uso de superficies de rodamiento de bajo requerimiento, formadas por fragmentos de roca o mezclas de éstos con suelos (revestimientos), bien seleccionados y compactados; será posible así obtener una superficie de bajo costo que pueda proporcionar durante algún tiempo condiciones apropiadas de transitabilidad, con tal de que la reconocida susceptibilidad de estos materiales a la acción del agua se considere debidamente en otros aspectos del proyecto, como podrían ser la pen-

diente longitudinal y transversal, la curvatura, el drenaje superficial, etc. Convendrá repetir que en muchos países en desarrollo, los caminos de muy bajo tránsito son regla, antes que excepción, por lo que la utilización de soluciones como la anterior debe estar constantemente presente en la mente del proyectista. Este tipo de soluciones puede conducir al establecimiento de una red de transporte adecuada a las verdaderas necesidades sociales y económicas, con tal de que se cumpla un único requisito: que el nivel tecnológico con que se apliquen sea el más elevado posible, pues es obvio que las soluciones "baratas" que dan menos -- protegidas "per se" que otras que formen parte de proyectos de -- muy elevado costo. Desgraciadamente suele suceder lo contrario y el ingeniero dedica mayor atención técnica a las obras de las grandes autopistas que a las de los caminos modestos, con la consecuencia de que se desacrediten sin motivo valedero muchas soluciones simples con las que, en los casos apropiados, podrían lograrse grandes ahorros de inversión.

Independientemente de las líneas de razonamiento anterior, de tanto interés en la ingeniería de las vías terrestres y a las que habrá que hacer ulterior referencia, queda en pie el hecho de que, cuando el nivel de tránsito empieza a tener importancia se hace imperativo recubrir la superficie de las terracerías con una capa que cumpla los siguientes requisitos:

- 1 - Ser estable ante los agentes del intemperismo.
- 2 - Ser resistente a la acción de las cargas -- impuestas por el tránsito.
- 3 - Tener textura apropiada al rodamiento.
- 4 - Ser durable.
- 5 - Tener condiciones adecuadas en lo referente a permeabilidad.
- 6 - Ser económica.

Los requisitos anteriores definen una capa de ma

terial granular de muy buena calidad, que no es posible obtener en forma del todo natural y cuyas partículas deben estar inclusive ligadas de algún modo artificial. Los suelos naturales cohesivos nunca podrían soportar la acción directa y prolongada del tránsito; los materiales granulares, tal como se encuentran, a pesar de su mayor resistencia potencial ofrecerían una superficie inestable por falta de coherencia.

La capa de que se habla resulta entonces necesariamente de mayor costo que el material de las terracerías y esto hace que los factores económicos adquieran en ella un papel relevante. En principio, el problema económico se resolvería con una capa de rodamiento muy cara, pero muy delgada; esta capa podría cubrir también los requisitos de estabilidad, duración, textura y permeabilidad, pero por su pequeño espesor se transmitirían a la terracería niveles de esfuerzos muy altos que perjudicarían pronto a la propia superficie de rodamiento por falta del requerido apoyo. Hay entonces intereses opuestos que es preciso conciliar y dicha conciliación ha tratado de lograrse siguiendo dos líneas de conducta diferentes:

1 - La capa de rodamiento se construye con suficiente espesor y de una calidad tal que se logra que los esfuerzos transmitidos a la terracería sean compatibles con la calidad de ésta. Esta línea de acción lleva a los pavimentos rígidos, con losa de concreto hidráulico. Cualquier pequeña cedencia permanente de los suelos bajo la losa es absorbida por la resistencia de la misma a la tensión.

2 - La superficie de rodamiento se logra mediante una carpeta bituminosa relativamente delgada, de alto costo y alta calidad, pero entre ella y las terracerías se interpone un sistema de varias capas de materiales seleccionados cuya calidad, por lo común, va disminuyendo con la profundidad, congruentemente con los niveles de esfuerzos producidos por el tránsito,

que siguen una ley en ese mismo sentido decreciente. En rigor - el problema de dimensionamiento consistiría en principio en hacer variar el espesor y la calidad de los materiales empleados - en cada capa de manera que coincidan las dos leyes. Este es el orden de ideas que conduce a los pavimentos flexibles.

En este caso, a igualdad de otros factores, puede decirse que el espesor del pavimento depende fundamentalmente del material de la terracería, que constituye su apoyo.

En algunas ocasiones puede convenir, como un refinamiento posterior dentro de la tosca evolución de ideas que se ha venido describiendo, utilizar en las capas de pavimento, materiales cuya resistencia a la tensión sea considerable, añadiendo a los materiales térreos porcentajes apropiados de un aglutinante, como el cemento, el asfalto o la cal; las capas así tratadas ven correspondientemente aumentada su capacidad de distribución de esfuerzos, con lo que pueden tenerse grandes ahorros en espesor.

De hecho, estas soluciones a base de capas semirígidas de suelo-cemento, suelo-asfalto, etc. constituyen un tercer tipo de pavimentos, cuyo uso parece extenderse continuamente. Sin embargo, la tónica común suele ser encasillar a estos pavimentos semirígidos en el grupo de los pavimentos flexibles.

De lo expuesto, parece desprenderse la idea de que el problema de la estructuración de un pavimento es claro y sencillo y lo es, en efecto, en lo que se refiere al planteamiento básico; sin embargo, en el momento en el que los criterios anteriores tratan de ajustarse a cualquier caso particular surge - tan gran número de incertidumbres que el panorama se oscurece - y se dificulta mucho la definición de la óptima norma de conduc-

ta. Las dificultades de orden específico son de varias clases.- En primer lugar, no existe una solución teórica rigurosa al problema de los pavimentos. La distribución de esfuerzos y deformaciones no puede calcularse en un sistema multicapa constituido por materiales térreos y sujeto a la acción dinámica de las cargas impuestas por el tránsito. Existen soluciones teóricas a este problema y en lo que sigue se hará referencia a alguna de ellas, pero estas soluciones se han edificado sobre hipótesis simplificadas que no pueden resultar satisfactorias para quien tenga -- experiencia de materiales y de comportamiento de pavimentos; tales, por ejemplo, el caso de las soluciones que consideran al sistema formado por capas homogéneas, isótropas y linealmente elásticas. Aún aceptando la validez de tales hipótesis y pasando por encima del hecho innegable de que con el uso de tales teorías el proyecto de pavimentos se complica mucho desde el punto de vista matemático, al grado de escapar a las posibilidades de muchos -- ingenieros experimentados, queda en pie el hecho de que la construcción de pavimentos no puede hacerse con el refinamiento que una aplicación razonada de tales teorías exigiría; no sería juicioso emplear para el proyecto teorías muy detalladas y complejas, si los procesos de construcción han de hacerse de tal modo que no pueda garantizarse suficientemente el que se alcancen en obra las refinadas condiciones del proyecto.

En segundo lugar, están las insuperables dificultades que actualmente presenta el valuar de un modo razonable la acción de los agentes naturales del clima, a los que todo pavimento queda invariable e indefinidamente expuesto.

En tercer lugar conviene mencionar las complicaciones que introduce en el problema del proyecto el gran número de variantes posibles en los criterios a adoptar. En un caso dado se ofrecen al ingeniero multitud de materiales, unos más le--

.../...

jos, otros más cerca, con propiedades diferentes, que se traducen en ventajas e inconvenientes concretos. A ello se suma la extensa posibilidad de jugar con los espesores de las diferentes capas; un mayor espesor de un material barato de poor calidad -- puede substituir, incluso con ventaja, a un menor espesor de un mejor material, más caro. Las reglas de este juego, de por sí -- variado y complejo, se complican al considerar los límites aceptados de calidad de materiales, allende los cuales no convendrá ir independientemente del espesor utilizado, que varían de una capa a otra, de un clima a otro, de una topografía a otra.

El tránsito es la carga que ha de soportar el pavimento y cuyos efectos, junto con los climáticos, deben quedar en niveles no destructivos; pues bien, pocas sollicitaciones son más desconocidas y tienen sus efectos peor estudiados. El tránsito varía en intensidad y número de vehículos, en calidad y peso de los mismos y es una carga movil, repetida, causante de esfuerzos transitorios, deformaciones transitorias y permanentes, de efectos especiales relativamente poco conocidos, como la fatiga, el rebote elástico, etc., todo lo cual complica, al grado de hacer ilusorio, todo intento de definir en un pavimento una "condición de cargas exteriores", en el sentido en que puede llegarse a tal definición en otros campos de las estructuras.

Incuestionablemente existe una quinta consideración que complica mucho los criterios a utilizar en el diseño de pavimentos y es la enorme variedad de circunstancias en que tal proyecto ha de efectuarse. El proyecto del pavimento de una gran autopista impone criterios que han de tener substanciales diferencias respecto al diseño de un pavimento de un camino vecinal. Este tipo de variantes de criterio es importantísimo, independientemente de que se tenga la sensación de que no siempre es tomada en cuenta en su debida proporción.

Los factores económicos de costo, vida útil a considerar, definición de condiciones aceptables de servicio o de condiciones que ameriten o mantenimiento o reconstrucción constituyen un complejo trasfondo en todo el panorama de decisión conectado con el proyecto y la construcción de los pavimentos. Todos los criterios y variantes posibles han de examinarse a fin de cuentas dentro de un panorama económico que trascienda, desde luego, la consideración simplista de lo que es más barato o más caro, para analizar toda la gama de factores sociales conectados con la inversión pública y todas las consideraciones de grado y calidad de servicio.

Las siguientes pueden considerarse las características fundamentales de un pavimento flexible, considerado como un conjunto:

- a - La resistencia estructural.
- b - La deformabilidad.
- c - La durabilidad.
- d - El costo.
- e - Los requerimientos de conservación.
- f - La comodidad.

Se hacen a continuación unos breves comentarios sobre estas características.

- a - La resistencia estructural.

La primera condición que debe cumplir el pavimento es soportar las cargas impuestas por el tránsito dentro del nivel de deterioro y paulatina destrucción previstos por el proyecto. Las cargas del tránsito producen esfuerzos normales y constantes en todo punto de la estructura. La metodología teórica -

.../...

para el análisis de resistencia de los pavimentos es proporcionada por la Mecánica de Suelos y es sabido que en ese campo las teorías de falla de mayor aceptación hoy son las de esfuerzo cortante; como consecuencia, en el estudio de los pavimentos flexibles suele considerarse a los esfuerzos cortantes como la principal causa de falla desde el punto de vista estructural; correspondientemente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulta ser la propiedad fundamental.

Las teorías de capacidad de carga de la Mecánica de Suelos suelen referirse a medios homogéneos e isotropos; la heterogeneidad de la estructura de los pavimentos flexibles, así como su anisotropía, producen así una primera incertidumbre en el planteamiento teórico de resistencia. Es justo señalar que la Mecánica de Suelos actual se preocupa por desarrollar soluciones que tomen en cuenta las condiciones actualmente consideradas "reales" y que ya existen algunos meritorios esfuerzos al respecto (teorías de Burmister, Ivanov, Bazilevich, Acum, Hogg, etc.).

Además de los esfuerzos cortantes actúan en los pavimentos esfuerzos adicionales producidos por la aceleración y frenaje de los vehículos y esfuerzos de tensión que se desarrollan en los niveles superiores de la estructura, a cierta distancia del área cargada, cuando ésta se deforma verticalmente hacia abajo. De hecho, el problema de la resistencia se plantea en general en relación con la estructura de los materiales del pavimento, pues aunque los materiales de la terracería sean de peor calidad, el espesor protector que el propio pavimento representa hace que los esfuerzos que llegan a aquellos niveles alcancen valores inferiores a la capacidad de carga a la falla de los suelos. Este es un panorama general, pero seguramente no satisfactorio. De hecho, los autores de este libro tienen la fuerte sensación de que muchas de las fallas que actualmente se consi-

deran de pavimento se fraguan en la terracería y que el criterio de no hacer intervenir a ésta seriamente en el diseño del pavimento, asignándole un papel pasivo, debe ser revisado en el futuro próximo. Tal revisión conducirá, probablemente, a una mayor exigencia en la calidad de los materiales de terracería, de sus tratamientos y de su protección contra el agua y al rechazo de un mayor número de materiales que los que hoy se consideran inadecuados para su uso en la construcción de vías terrestres. La aplicación de tales criterios conducirá, sin duda, a una elevación general en los costos de construcción, lo que deberá moderar juiciosamente la elevación del nivel de exigencia, circunscribiéndola a los casos ~~con~~ ^{en} que realmente se justifique, pues no debe echarse por la borda el reconocido hecho experimental de que en casi todo el mundo las normas actuales conducen a caminos aceptables. Cuando se dice que actualmente se percibe un descuido en la calidad y métodos constructivos de los materiales de terracería no se busca, pues, la implantación indiscriminada de normas poco realistas, sino, más bien, la formación de una conciencia que permita comprender el comportamiento de un pavimento en conjunto con la terracería sobre la que está colocado y la interacción de ambas entidades, hoy bastante olvidada.

Como ya se ha bosquejado en páginas anteriores, la determinación de la resistencia de los materiales que constituyen un pavimento es un problema difícil y no resuelto satisfactoriamente; influye en él no solo el tipo de suelo y su tratamiento, sino también su interacción con los efectos de intemperie, de los que la variación del contenido de agua es seguramente el más importante. El ingeniero no está casi nunca en condiciones de predecir cual será el contenido de agua más desfavorable que llegarán a tener los materiales que maneja; sin embargo, este dato es necesario para el proyecto, que suele tender a definir la resistencia en esa condición crítica. Esta es otra de las

.../...

incertidumbres básicas de diseño, que se ha resuelto a base de hipótesis más o menos justificadas por la experiencia, tales como considerar que el suelo llegará a saturarse, adquirirá una "humedad de equilibrio", mantendrá la humedad óptima de compactación u otra próxima a ella, etc.

Otro factor que influye substancialmente en la resistencia de los materiales es el tipo de cargas que se les aplica y la velocidad con que ello se hace. Los pavimentos están sujetos a cargas móviles y los efectos de éstos son menos conocidos y diferentes que los de las cargas estáticas; esta es otra fuente de incertidumbre que se ha tratado de resolver en los análisis teóricos (Bocassinesi, Burmister, etc.) admitiendo que las cargas actuantes son de tipo estático. En las pruebas de laboratorio y en los métodos de diseño en ellas fundados, la situación es un poco más realista, pues si bien las pruebas se realizan con cargas estáticas o con velocidades de aplicación muy lentas, su correlación para la obtención de normas de criterio se hace con el comportamiento real de los pavimentos bajo cargas móviles.

El hecho de que las cargas actuantes sean repetitivas afecta a la larga a la resistencia de las capas de pavimento de relativa rigidez, por lo que en el caso de los pavimentos flexibles este efecto se presenta sobre todo en las carpetas y las bases estabilizadas, donde pueden ocurrir fenómenos de fatiga muy difíciles de analizar y cuantificar. En los suelos con resiliencia potencial, la repetición de las cargas puede llegar a provocar el colapso, fenómeno que no ha sido posible introducir en el diseño mediante una medición con pruebas de laboratorio o de campo suficientemente confiables. Además, la repetición de las cargas es causa de rotura de granos (Capítulo I del volumen I de esta obra) en las partículas granulares, lo que mo

difica la resistencia de la capa en forma difícilmente cuantificable. La repetición produce también la interpenetración de partículas granulares en las capas de suelo más fino.

La resistencia de los materiales que forman los pavimentos interesa desde dos puntos de vista.

1 - En cuanto a la capacidad de carga que pueden desarrollar las capas constituyentes del pavimento para soportar adecuadamente las cargas del tránsito.

2 - En cuando a la capacidad de carga de la capa subrasante, que constituye el nexo de unión entre el pavimento y la terracería, para soportar los esfuerzos transmitidos y transmitir, a su vez, esfuerzos a la terracería a niveles convenientes.

Ambos puntos son de primordial importancia en la selección de los materiales que deben constituir las diferentes capas del pavimento, siendo el requisito de mayor importancia cuanto más cercana sea la posición de la capa en relación a la superficie de rodamiento. Llenar muy satisfactoriamente los requisitos de capacidad para una cierta capa es hasta cierto punto independiente de su propio espesor, pues éste es más bien necesario desde el punto de vista de la transmisión de esfuerzos a capas inferiores; una capa delgada puede soportar en si misma -- las cargas impuestas, pero transmitirá altos esfuerzos a las inferiores, en tanto que una capa gruesa, cuya resistencia individual mejora poco con el aumento de espesor, se distinguirá por transmitir esfuerzos de mucho menor nivel a las capas subyacentes. Lo anterior es especialmente cierto cuando los materiales de pavimento no tienen resistencia a la tensión, pues si ésta es importante aumenta mucho la capacidad de distribuir los esfuerzos

.../...

a mayores áreas subyacentes, por lo que en este caso la capacidad de transmitir bajos esfuerzos depende más bien de la resistencia intrínseca de la capa y no de su espesor.

Nunca se insistirá suficientemente en lo importante que es el anterior punto 2 en el equilibrio general del pavimento. Una subrasante resistente será capaz de tolerar niveles de esfuerzo relativamente altos, con lo que, de acuerdo con la línea de razonamiento arriba expuesta, podrán usarse sobre ella espesores reducidos sin comprometer la estabilidad general, lo que conducirá a importantes ahorros en la inversión, ya que, debe repetirse, los costos de las diferentes capas de un pavimento flexible crecen en general según estas estén más cerca de la superficie.

b - La deformabilidad.

En algunos aspectos importantes el problema de la deformabilidad de los pavimentos tiene un planteamiento opuesto al de la resistencia. Con respecto a la deformación, dada la naturaleza de los materiales que forman las capas del pavimento, la deformabilidad suele crecer mucho hacia abajo y la terracería es mucho más deformable que el pavimento propiamente dicho y dentro de éste, la subrasante, capa inferior, es mucho más deformable que las capas superiores. Desde este punto de vista la deformabilidad interesa sobre todo a niveles relativamente profundos, pues es relativamente fácil que las capas superiores tengan niveles de deformación tolerables aún para los altos esfuerzos que en ellas actúan.

En los pavimentos las deformaciones interesan, como es usual en la ingeniería, desde dos puntos de vista. Por un lado, porque las deformaciones excesivas están asociadas a estados de falla y, por otro, porque es sabido que un pavimento deformado puede dejar de cumplir sus funciones, independientemente

de que las deformaciones no hayan conducido a un colapso estructural propiamente dicho.

Las cargas del tránsito producen en el pavimento deformaciones de varias clases. Las elásticas son de recuperación instantánea y suelen denominarse plásticas dentro de la tecnología, a aquellas que permanecen en el pavimento después de cesar la causa deformadora. Bajo carga móvil y repetida, la deformación plástica tiende a hacerse acumulativa y puede llegar a -- alcanzar valores inadmisibles. Paradójicamente, este proceso -- suele ir acompañado de una "densificación" de los materiales, de manera que el pavimento "fallado" puede ser más resistente que el original.

La deformación elástica repetida preocupa sobre todo en los materiales con resistencia a la tensión, colocados en la parte superior de la estructura, en los que puede llegar a generar falla ^{por fatiga} si el monto de la deformación es importante y -- los materiales son susceptibles. Los materiales que acusan fuertes deformaciones elásticas bajo carga, los más peligrosos a este respecto, son muchas veces de origen volcánico.

Existe hoy una fuerte corriente de opinión en el sentido de que la deformabilidad de los pavimentos flexibles es el punto básico a considerar y, de hecho, un buen número de métodos de diseño en boga se centran en mantenerla en límites tolerables. El señalar estos límites en tarea bastante más compleja de lo que en principio pudiera pensarse y la solución suele intentarse con base en normas de experiencia de grupos de ingenieros. Otro problema importante radica en medir la deformación -- que el pavimento va a sufrir realmente bajo la carga. Este problema debe considerarse en dos fases. Primero, la estimación -- de las deformaciones elásticas, que es posible de hacer con razonable precisión una vez conocidos los materiales que constitui--

rán el pavimento, obteniendo su módulo de deformación por medio de alguna de las diversas pruebas de campo que hoy existen y que pueden realizarse sobre terraplones de prueba en las condiciones consideradas críticas; estas pruebas pueden ser de placa, con un deformómetro tipo Benkelman, con algún aparato dinámico, tipo -- Dynaflect o con deformómetros sónicos, eléctricos, etc. Algunas instituciones realizan muchas de estas mediciones en pavimentos construidos, tratando de obtener correlaciones para proyecto entre las deformaciones elásticas y el clima, tránsito o la naturaleza de los materiales. Tampoco faltan intentos de medir el módulo de deformación en el laboratorio (por ejemplo, prueba triaxial de Kansas), tropezando con los inconvenientes de tener que realizar un experimento poco representativo, pues es difícil reproducir en el laboratorio las condiciones críticas del campo y superar los problemas de escala. Conocido el módulo de deformación de las diferentes capas, la deformación elástica puede calcularse con base en alguna de las teorías que más atrás se han mencionado.

La segunda base del problema de medición de deformaciones se refiere a las plásticas, efecto acumulativo de la carga repetida. Este aspecto se ha atacado con criterios puramente empíricos, cuyo aprovechamiento por los métodos de diseño requiere de extrapolaciones experimentales; por ejemplo, la diversidad de las cargas se refiere a una carga única, llamada estándar, resultado de estudios estadísticos en tramos experimentales o en carreteras, sometidos a la acción de tránsito real o clasificado. Se intenta que la carga estándar tome en cuenta el efecto de la repetición, pues al definirla se ha correlacionado su propio efecto destructivo con el que causarían las cargas reales con sus repeticiones respectivas. Una vez fijado el tránsito "de análisis", lo que suele hacerse actualmente en todos los métodos de diseño que toman en cuenta estas cuestiones es prefijar, con base expe-

rimental, una deformación permanente máxima y el pavimento se --
diseña de manera que ésta se presente únicamente al fin de la vi
da útil prevista.

Existen dos criterios para fijar la deformación
máxima permisible; o bien se habla de la que produce la falla del
camino, entendiéndose por ésta la condición en la que el pavimen--
to llega a perder las características de servicio para la que fué
diseñado (criterio AASHO o de índice de servicio) o bien se toma
en cuenta la deformación que obligue a una reconstrucción de de--
terminada importancia económica (criterio británico).

c - La durabilidad.

Las incertidumbres prácticas ligadas a la dura--
bilidad de un pavimento flexible son grandes y difíciles de tra--
tar, aún al nivel más general. Será difícil definir cual es la -
durabilidad deseable que haya de lograrse en un caso dado. Evi--
dentemente que ésta está ligada a una serie de factores económi--
cos y sociales del propio camino; en una obra modesta, la dura--
ción del pavimento puede ser mucho menor que la del camino, con--
tal de que la serie de reconstrucciones que entonces se requie--
ran valgan menos que el costo inicial de un pavimento mucho más--
durable, más el valor que pueda darse a las interrupciones de --
servicio a que las reconstrucciones den lugar; por el contrario--
en obras de muy alto tránsito y gran importancia económica se re--
querirán pavimentos muy duraderos a fin de no tener que recurrir
a costosas interrupciones de un tránsito importante.

Una vez fijado el criterio que proporcione la du--
ración deseada en el pavimento, surgen muchas incertidumbres de--
carácter práctico para lograrla; ya se ha mencionado que el efec--
to del clima y del tránsito dista de estar bien establecido, de--

.../...

manera que su influencia en la vida del pavimento no puede definirse con exactitud. Los pavimentos pueden estar expuestos durante su vida útil a circunstancias de orden extraordinario, tales como lluvias ciclónicas, inundaciones, terremotos, etc.; resulta aun más complicado tratar de establecer la resistencia deseable de un pavimento ante este tipo de eventos α las normas de proyecto que han de implantarse para alcanzar una determinada duración.

Como una consecuencia de lo anterior, los autores no conocen ningún método de diseño que tome en cuenta los requisitos de durabilidad de un modo cuantitativo, racional o independiente del sentido ^{miento} particular.

d.- El costo.

Como todas las estructuras de ingeniería un pavimento representa un balance entre la satisfacción de requisitos de resistencia y estabilidad en general, por un lado y el costo, por otro. Un diseño correcto será el que llegue a satisfacer los necesarios requerimientos del servicio a costo mínimo. Naturalmente que para lograr el equilibrio podrán seguirse una gran cantidad de posibles líneas de conducta y de aquí emana uno de los aspectos de diseño más inciertos y de los que demandan mayor criterio.

De hecho, la primera disyuntiva se tiene al elegir el tipo de pavimento a emplear en cada caso; los pavimentos rígidos, flexibles o semirígidos son ventajosos o inconvenientes según los casos, hablando comparativamente. En general los pavimentos rígidos demandan poco gasto de conservación y se deterioran poco, pero su costo de construcción es alto y están circunscritos a la disponibilidad de los materiales necesarios y a un -

equipo de construcción especializado. Los pavimentos flexibles requieren menor inversión inicial, pero una conservación más costosa. Los pavimentos semi-rígidos pueden constituir soluciones muy económicas cuando los materiales de que se dispone para la construcción los hacen convenientes, pues permiten muy apreciables reducciones en los espesores. No hay reglas fijas que permitan establecer el tipo de pavimento conveniente en cada caso y el punto deberá establecerse en cada situación particular. Las normas anteriores permiten pensar que los pavimentos rígidos serán especialmente deseables en zonas urbanas, calles y avenidas y en carreteras de muy alto tránsito, en las que cualquier interrupción de servicio o deterioro del mismo sean de importancia existe una marcada preferencia por parte de los pilotos hacia el uso de los pavimentos rígidos, basada en la mayor suavidad de operación que con ellos puede lograrse cuando están bien construidos y en la mucho mayor permanencia de estas dos condiciones idóneas con respecto a los pavimentos flexibles; se ha mencionado también que el color y la naturaleza de un pavimento asfáltico hacen que las capas de aire más próximas a la tierra se calienten mucho bajo fuerte acción solar, con lo que el aire pierde densidad y se dificultan las operaciones de aterrizaje y, sobre todo de despegue de aviones. Por estas razones, (entre otras varias), el uso de pavimentos de concreto hidráulico en aeropuertos de importancia es casi universal, pero queda en pie la consideración, que debe ser ponderada en cada caso, de que en México, un pavimento flexible puede ser dos o dos y media veces más barato que uno rígido; este hecho suele inclinar la balanza en favor de las pistas asfálticas en aeropistas más modestas, en que el menor tráfico aéreo debilita la argumentación en favor de la comodidad, la seguridad o la rapidez de operación y en las que las interrupciones de servicio por operaciones periódicas de conservación no causan tantos trastornos.

Elegido el tipo de pavimento, deberán seleccio-

.../...

narse los materiales que intervendrán en su estructura. Es posible que éstos se ofrezcan en abundancia y que el problema estriba en establecer su selección idónea, pero también es posible que - escaseen a tal grado que obliguen al proyecto del pavimento en su conjunto a adaptarse a los que existan.

Cuando se fijan los bancos de materiales que se utilizarán en la construcción de un pavimento sobreviene[^] muchos problemas de solución incierta en lo referente a la homogeneidad de los bancos, los métodos de extracción a seguir, los tratamientos a dar a los diferentes materiales, el volumen de los desperdicios y el del material aprovechable, etc., todos los cuales se reflejan mucho en los costos.

Otro de los factores que intervienen en forma decisiva en los costos de un pavimento y para cuya definición no existen tampoco reglas fijas confiables es el relativo a las - - normas de construcción a que han de sujetarse los diferentes materiales para cumplir con los requerimientos de un proyecto determinado. La compactación, por ejemplo incluye un gran número de incertidumbres importantes que han de resolverse sobre la marcha - con base en la experiencia y el sentido común de los proyectistas u los constructores.

e - Los requerimientos de la conservación.

Una gran cantidad de incertidumbres de las que se plantean en la práctica de los pavimentos tienen que ver con su conservación. Los factores climáticos influyen decisivamente en la vida de los pavimentos, por lo que el proyecto ha de tomarlos en cuenta para su previsión, a fin de dejar a la conservación una tarea razonable; sin embargo, es obvio tales factores involucran muchos elementos de estimación difícil, a pesar de lo cual

.../...

Ésta debe intentarse siempre, conjungando la experiencia procedente con una buena información de las condiciones locales.

La intensidad del tránsito también se refleja en el aspecto que ahora se analiza; se trata ahora de prever el crecimiento futuro, tanto del número como del tipo de los vehículos circulantes.

Otro factor a tomar en cuenta en la conservación de los pavimentos es el futuro comportamiento de las terracerías, sus deformaciones, derrumbes, saturaciones locales, etc., pues de otra manera podrá llegarse a graves problemas de conservación y de reconstrucción. Es frecuente que el comportamiento esperado para las terracerías se refleje en forma decisiva en los pavimentos. Un caso típico, pero no único, lo constituyen los pavimentos provisionales que se colocan sobre las terracerías que sufrirán deformaciones por estar asentadas en terrenos de cimentación blandos y compresibles.

Las condiciones de drenaje y subdrenaje de la vía terrestre son seguramente uno de los puntos más importantes para definir tanto la vida de un pavimento, como su necesidad de conservación. El proyecto de aquellos elementos debe considerarse en muchas ocasiones como formando parte del diseño del pavimento, pues forma con él un todo integral inseparable; todas las incertidumbres inherentes a los problemas de subdrenaje de las carreteras y las aeropistas afectan, por consiguiente, al proyecto de los pavimentos.

La degradación estructural de los materiales constitutivos por carga repetida, ya mencionada, es otro aspecto importante a reflejarse en los requerimientos de conservación. Aunque existen en la actualidad algunas pruebas orientadoras en

.../...

relación al comportamiento de los materiales a este respecto, son muchas las dudas que podrán presentarse en cualquier caso particular; es fundamental que sean resueltas con buen juicio y experiencia, pues es un hecho comprobado que los descuidos en este terreno se reflejan rápidamente en una conservación costosa y aun en la necesidad de reconstrucciones.

Frecuentemente los pavimentos sufren falta de conservación sistemática, con lo que su vida se acorta imprevisiblemente. Esto sucede sobre todo invocando escasez de recursos, impostergables necesidades sociales para la construcción de obras nuevas. Evidentemente ambas razones no pueden ignorarse, pero una red de carreteras y aeropistas es un costoso patrimonio nacional del que muchas cosas dependen y que tampoco puede dejarse deteriorar en forma indiscriminada. Los países que sientan la necesidad social de dedicar casi toda su energía a construir obras nuevas, deberán tener lógicamente la mayor necesidad de conservar las ya hechas; lo que habrán de hacer es fijar muy realista-mente el nivel de servicio que se desee, situándolo en la posición tan modesta como convenga, pero en el momento así definido, la conservación necesaria deberá ejercerse indefectiblemente.

f - La comodidad.

Especialmente en grandes autopistas y caminos de primer orden, los problemas y métodos del diseño de los pavimentos deben verse afectados por la comodidad que el usuario requiere para transitar a la velocidad de proyecto. Evidentemente dentro de este requisito quedan incluidos otros muchos, de los que la seguridad es el más importante; la estética y su efecto en las reacciones psicológicas del conductor merece también consideración.

Las deformaciones longitudinales de un pavimento, por ejemplo, pueden constituir un pecado contra la comodidad, independientemente de que, desde un punto de vista estrictamente mecánico, representen poco o nada de deficiencia estructural o riesgo de falla. En caminos de especificaciones altas, por lo tanto, el proyectista deberá elevar su nivel de exigencia, haciendo intervenir en su criterio consideraciones de esta índole, que no figuran en otros caminos más modestos, en que menores velocidades de operación o intensidades de tránsito hacen estos problemas menos críticos.

La presente no es una obra sobre pavimentos. El inmenso desarrollo que este campo específico ha tenido en los últimos años hace que haya llegado a constituirse un dominio independiente; hoy hay especialistas en pavimentos en el mismo sentido y con independencia a como los hay en Mecánica de Suelos aplicada, en Hidrología, en Planeación o en tantas otras de las disciplinas que deben figurar en un equipo humano dedicado a las vías terrestres. El campo de los pavimentos tiene sus propios desarrollos, sus propios congresos y medios de información y de ninguna manera puede considerársele dentro de la Mecánica de Suelos Aplicada, objeto de este libro. Pero los autores han tenido siempre la sensación de que, por estar los pavimentos formados por suelos, la mecánica de estos materiales tiene mucho que decir al respecto; creen, por ejemplo, que una formación académica con base en la Mecánica de Suelos es la mejor que puede ofrecerse al joven que aspire a interiorizarse en el difícilísimo campo de los pavimentos.

Entra Pag 23'

El presente Capítulo debe verse con el trasfondo que representan las ideas anteriores. Poco se dirá en él de los planteamientos teóricos propios del campo específico de los pavimentos o de los métodos de diseño que en él se han desarro--

.../...

De hecho parece un tanto cuestionable en la actualidad el poder desarrollar una tecnología de los pavimentos sin una sólida base de tecnología de materiales y de información sobre resistencia, deformabilidad y relaciones esfuerzo - deformación de suelos proporcionada por la Mecánica de Suelos. Tal parece que la costumbre va imponiendo un tratamiento a los problemas de pavimentación que incluye algunos peligros básicos. Cabe preguntarse si un pavimento puede ser concebido como un conjunto de capas colocadas en la parte superior de una carretera, como frecuentemente se hace hoy y si no sería mucho más racional hablar de un diseño estructural del camino o de una sección estructural del mismo, que incluyen en un conjunto único e indivisible todos sus elementos, terreno de cimentación, terracería, subrasante, sub-base, base y carpeta. Parece muy difícil llegar a proyectar con éxito a los pavimentos en tanto la atención del proyectista se concentre solo en las capas superiores de ese conjunto, siendo que las inferiores influyen siempre y frecuentemente son determinantes.

llado; estas cuestiones deberán abordarse a través de la literatura especializada. Se trata simplemente de mencionar y comentar algunos conceptos con que la Mecánica de Suelos puede contribuir a este campo, tan debatido e incierto.

IX-5 Algunas ideas sobre los planteamientos teóricos del problema del dimensionamiento de los pavimentos flexibles.

Han pasado más de 40 años desde la presentación del método del Valor Relativo de Soporte (C.B.R., California Bearing Ratio), hecha por O.J. Porter (Ref. 22), que constituyó el primer intento para dimensionar los pavimentos flexibles con una base racional fundada en una correlación empírica entre el comportamiento del futuro pavimento y el de su material constitutivo en una cierta prueba de laboratorio. También han pasado más de 20 años desde que Burmister (Ref. 10) presentó el primer intento para describir un pavimento por un modelo formado por varias capas elásticas. Estos dos modelos de afrontar el problema del dimensionamiento de los pavimentos flexibles y de explicar su comportamiento estructural pueden seguir sirviendo de ejemplo de casi toda la metodología actual de ataque a esos problemas, los cuales, ha de señalarse por otra parte, siguen sin solución satisfactoria, aun cuando el paso del tiempo haya traído ciertos perfeccionamientos en relación al contenido de las referencias originales.

El método del V.R.S. (Ref. 7), de carácter empírico según se ha señalado, se ha entronizado en la práctica de casi todas partes; últimamente ha tenido perfeccionamientos de interés por parte del U.S. Army Corps of Engineers (Ref. 23) y algunas de tales mejoras se señalarán brevemente en páginas posteriores de este Capítulo. Puede considerarse que habiendo nacido como un método puramente empírico, el V.R.S. ha recibido tal cantidad de atención, experiencia, investigación y análisis de correlaciones, etc. que hoy dista bastante de plantear una simple correlación y se ha vestido con un ropaje cada día más complejo de "racionalismo"; es también cierto que dista de ser un método "científico" y que rara vez proporciona relaciones adecuadas.

.../...

de causa a efecto o conocimiento fundamental del comportamiento estructural del pavimento flexible.

Las teorías que conciben a los pavimentos como una serie de capas elásticas se han desarrollado lentamente, por sus complejidades matemáticas (véase, por ejemplo, la Ref. 11). Un avance substancial en este campo se logró al desarrollar el concepto de coeficientes de influencia para los esfuerzos y las deformaciones, cuyo cálculo suele requerir el uso de computadoras electrónicas (Refs. 10, 24 y 25). Actualmente, tales coeficientes de influencia para los esfuerzos están calculados para sistemas de tres capas y para ^{gran} variedad de circunstancias (Ref. 26). Los coeficientes de influencia para deformaciones no existen en condiciones generales, pero la Ref. 27 proporciona una solución aproximada del problema.

El cálculo numérico de los coeficientes de influencia hizo posible la comprobación experimental de muchas de las afirmaciones de la teoría que representa a los pavimentos flexibles por medio de un sistema de varias capas elásticas; de esta manera se compararon los esfuerzos y las deformaciones medidas con los calculados teóricamente (Ref. 28), encontrándose concordancias razonables solo en los pavimentos con alta resistencia a la tensión (base tratada con cemento). Los esfuerzos posteriores para comparar teoría y mediciones de campo han ido dando resultados que, en general, pueden calificarse de erráticos y decepcionantes.

La teoría de las varias capas elásticas se ha extendido en épocas más recientes a sistemas visco-elásticos, tanto para el análisis de esfuerzos como para el de deformaciones (Refs. 29, 30, 31 y 32). Como quiera que la concepción de una capa de pavimento como un sólido linealmente elástico, con constantes fijas, resulta poco satisfactoria se han hecho también intentos

.../...

para calcular los esfuerzos y las deformaciones en sistemas con "constantes elásticas" variables (Ref. 33), análisis con la teoría de la elasticidad no lineal (Ref. 34) ó análisis estocásticos (Ref. 35).

Resúmenes bastantes completos de las realizaciones y conclusiones de la teoría elástica al problema del dimensionamiento de los pavimentos están incluidos en las Refs. 36 y 37.

En general, es fácil percibir un cierto desencanto por parte de los investigadores en la aplicación de la teoría elástica pura y llevada a sus últimas consecuencias en la resolución de los problemas de diseño de los pavimentos. Muchos investigadores de tendencia teórica han abandonado esa línea de acción, dedicándose más bien a enfoques sistemáticos de tipo general, en que con ayuda de computadoras trata de valuar todo el conjunto de factores que influyen en el diseño, formando esquemas que proporcionen líneas de decisión óptimas, al ser alimentados con los datos específicos del problema de que se trate, obtenidos en el campo, directamente en el terreno o en estructuras viales en condiciones afines a la que se proyecte.

Estos enfoques de la ingeniería de sistemas difícilmente puede concebirse que lleguen a traer mejoras fundamentales en los esquemas conceptuales del problema del proyecto y construcción de pavimentos. Dependerá de lo correcto de los datos alimentadores y de lo correcto de las concepciones básicas del problema el resultado que se obtenga al seguir una cierta línea de optimización de decisiones. Estos enfoques parecen más prometedores en otros aspectos del problema de los pavimentos, tales como jerarquización de inversiones o distribución del gasto.

.../...

Parece indudable que los enfoques de análisis - del comportamiento estructural de los pavimentos han de revisarse y modificarse correspondientemente. Mucho es lo que falta por - saber sobre el comportamiento de las diferentes capas, el papel de cada una y su interrelación, así como de las relaciones del - pavimento con la terracería. En el estudio de estos aspectos está probablemente la mayor promesa del futuro. Así, la medición de propiedades y sus cambios en los pavimentos construidos, el - uso de pistas de laboratorio, del tipo de la que ya fué mencionada en páginas anteriores y la determinación realista de los efectos de los distintos factores que ejercen influencia serán, seguramente, los trabajos que puedan ofrecer mayor recompensa.

Una vez que se entienda el papel de cada capa y la interacción entre todas, que se lleguen a establecer claramente los requisitos a exigir en los suelos empleados y las propiedades de éstos que convengan o perjudiquen, el papel del agua -- en los distintos suelos, etc., será posible intentar una labor -- generalizadora que desemboque en un método de cálculo racional, acorde con las leyes de la Mecánica de Suelos y con las peculiaridades estructurales de los pavimentos.

En tanto tales métodos estén disponibles, parece que lo que ha de hacerse es reconocer con humildad la carencia, abandonando intentos de teorización que incluyan hipótesis no sostenibles en la construcción práctica; apegarse en todo lo posible a la experiencia sana precedente, medir el comportamiento de lo que se vaya haciendo, para detectar sus fallas y limitaciones y corregirlas a tiempo. La necesidad de usar algún método de diseño que sirva de calibrador de experiencias comunes y de guía para quienes no tengan suficiente experiencia personal, probablemente debe atenderse al presente con métodos sencillos de carácter semi-empírico (V.R.S. o el método de California fundado en el uso del estabilómetro de Hveem), manejados de la mane

ra que mejor se apegue a las condiciones que han de prevalecer en el campo en cuanto a compactación, contenido de agua y sus cambios, evolución del tránsito, etc.

Abandonando estos aspectos de enfoque general, por otra parte tan fascinantes, se comentarán ahora algunos conocimientos que la investigación sobre el tema ha ido estableciendo y que se estiman útiles para el planteamiento de un correcto criterio teórico personal.

Parece ser una hipótesis razonable que para cargas de carreteras y aun de aeropistas se puede considerar para análisis de capacidades de carga que el peso de las masas de material de pavimento involucradas es despreciable; por consiguiente, puede establecerse con cierta seguridad que, con tal que las presiones de las llantas sean aproximadamente constantes y las huellas de la misma forma, para todos los demás factores constantes, el espesor del pavimento flexible para el mismo volumen de tránsito será proporcional al ancho de la llantas o, aun mejor, a la raíz cuadrada del área de contacto de dichas llantas (Ref. 7). La relación entre el espesor requerido y la presión de contacto, cuando el área no es constante, no está definida; sin embargo, las comparaciones que se han hecho entre los efectos de una rueda sencilla y de ruedas dobles parecen indicar que el espesor requerido de pavimento depende de la presión de contacto de la llanta. Así también, el análisis de medidas de deflexiones en pavimentos construídos indica que las deflexiones causadas por las cargas son aproximadamente proporcionales al espesor del pavimento requerido para soportar convenientemente dichas cargas. Teórica y experimentalmente, las deflexiones, cuando se miden en espesores de pavimento proporcionales a la raíz cuadrada del área de la llanta, resultan ser proporcionales al producto de la presión de contacto de dicha llanta, multiplicada por la raíz cuadrada de su área de apoyo.

.../...

La relación deseable entre el volumen de tránsito y el espesor de los pavimentos se ha determinado con base en resultados experimentales obtenidos en tramos de prueba. Ya se dijo que estos resultados muestran que existe una relación lineal, en escalas logarítmicas, entre el espesor requerido y el número de aplicaciones de carga.

La relación entre la calidad de la subrasante y el espesor del pavimento ha desafiado hasta ahora todos los intentos para ser establecida en base a cálculos matemáticos. Ya se ha mencionado la excelente contribución que una pista de pruebas de prototipos puede tener para ir esclareciendo estos problemas. Está en pie la necesidad de establecer pruebas veraces para los suelos, a fin de determinar su "calidad", tal como interese en el caso específico de los pavimentos.

Frecuentemente las fallas de subrasante se han descrito como de esfuerzo cortante bajo condiciones específicas de confinamiento, por lo que muchos ingenieros han propuesto las pruebas tradicionales de esfuerzo cortante como las indicadas para valuar el riesgo de dichas fallas. Sin embargo, en las actuales interpretaciones de laboratorio, la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales se expresa en términos de dos parámetros, uno relacionado con la fricción interna y otro que expresa la resistencia al esfuerzo cortante que el suelo posea bajo presión normal exterior nula (véase el Capítulo I del Volumen I de esta obra). La combinación de ambos parámetros para definir la resistencia total puede ser muy diversa, dependiendo del monto y variación relativa de las presiones principales involucradas y de otros muchos factores no bien conocidos; el monto y proporción de los esfuerzos principales aplicados al suelo durante el paso de una carga rodante varía enormemente. Cuando las presiones de confinamiento sean leves, la resistencia cohesiva será más efectiva; cuando sean grandes, la componente friccionante será con mucho la más importante.

.../...

Todas estas consideraciones hacen difícil definir una prueba de esfuerzo cortante sencilla que exprese la capacidad de un suelo para soportar las cargas del tránsito.

IX-6 Pruebas de laboratorio especiales en la tecnología de pavimentos.

Dentro de la tecnología de los pavimentos se han desarrollado algunas pruebas especiales que conviene mencionar por el uso creciente de ellas se hace, en algunos casos, o por que sirven de base a métodos de trabajo de aplicación muy extendida. Dentro de esta orden de ideas se tratarán, aunque sea someramente, las pruebas de placa, las de Valor Relativo de Soporte y alguna de tipo triaxial.

A - Pruebas de Placa.

Se hacen para valuar la capacidad portante de las subrasantes, las bases y, en ocasiones, los pavimentos completos. Se utilizan en la actualidad tanto en pavimentos rígidos como flexibles.

La prueba consiste (Ref. 7) en cargar una placa circular, en contacto estrecho con el suelo por probar, midiendo las deformaciones finales correspondientes a los distintos incrementos de carga utilizados. En aeropistas es frecuente el uso de placas de 76.2 cm de diámetro (30 Pulg.), pero en carreteras suelen emplearse placas menores, de 30.5 cm de diámetro (12 Pulg.), cuya área se parece a la de apoyo de una llanta. Para impedir la flexión de la placa se le colocan encima otras, de diámetros decrecientes, que dan al conjunto la rigidez deseada. La carga se transmite a las placas con gajos hidráulicos, con reacción dada generalmente con camiones cargados. Las deforma-

ciones producidas se miden usualmente en cuatro puntos de la placa, dos a -- dos opuestos y dispuestos en cruz, por medio de extensómetros ligados a un puente cuyo apoyo se coloca lo suficientemente lejos de la placa como para poder con siderarlo fijo. En la Fig. IX-11 aparece esquemáticamente el conjunto.

Entra Fig. IX-11

La carga unitaria que se puede considerar que aplica la placa depende de la relación entre su perímetro y su área, así como de lo resistente que sea el suelo. La carga unitaria (presión normal) que la placa transmite, para una deflexión dada, corresponde a la ecuación (Ref. 39):

$$\sigma = n + m \frac{p}{A} \quad (9 - 2)$$

Donde:

σ , es la presión normal transmitida por la placa

n , m , son coeficientes empíricos obtenidos experimentalmente.

p/A , es la relación entre el perímetro y el área de la placa.

.../...

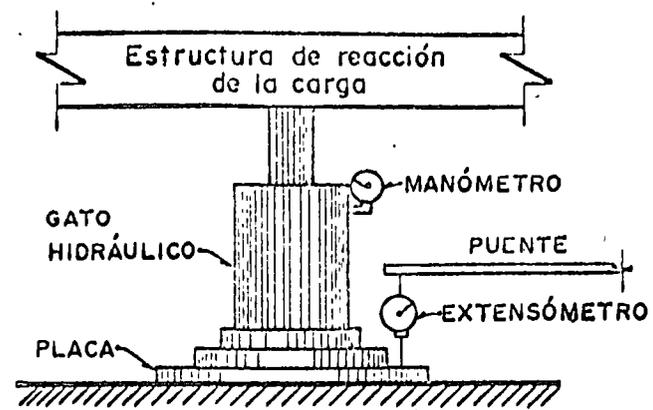


Fig. - IX - II Esquema del dispositivo para la prueba de placa.

La fórmula se basa en relaciones empíricas y no presupone -- para el suelo ningún modo especial de comportamiento (por ejemplo, elástico). Los valores de n y m han de determinarse haciendo por lo menos dos pruebas - con placas diferentes, con la misma deflexión y midiendo la presión en cada una.

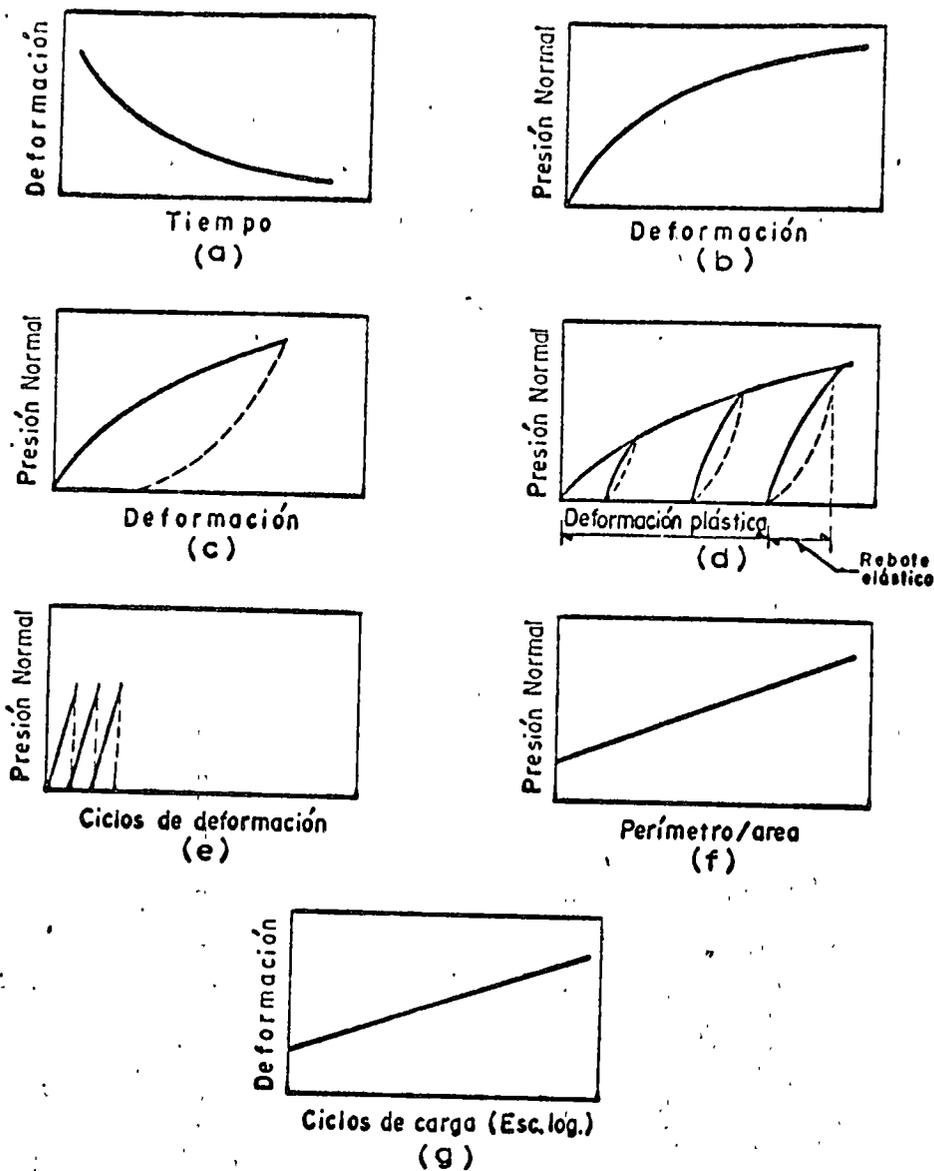
La Fig. IX-12 (Ref. 38) muestra el tipo de información que es posible obtener de una prueba de placa, así como la forma típica de las curvas que resultan.

Entra Fig. IX-12

Por medio de pruebas de placa puede calcularse el módulo de - reacción de una subrasante dada. Este concepto se define como la presión que ha de transmitirse a la placa para producir al suelo una deformación prefijada.

$$k = \frac{p}{\Delta} \cdot \left[\frac{\text{fuerza}}{\text{Long}^3} \right] \quad (9-3)$$

.../...



- a .- Curva deformación - tiempo
- b .- Curva presión - deformación
- c .- Curva presión - deformación con descarga
- d .- Curva con aplicación cíclica de la presión
- e .- Curva de carga repetida
- f .- Efecto del tamaño de la placa
- g .- Curva de carga repetida - deformación

Fig.- IX-12 Información típica que es posible obtener de una prueba de placa (Ref. 39)

Este concepto es de aplicación directa en el proyecto de pavimentos rígidos (Capítulo X de este Volumen); también se utiliza en algunos métodos de diseño de pavimentos flexibles, tales como el debido a McLeod (Ref. 7, en la que podrán consultarse una serie de métodos de diseño de uso más o menos popular).

El módulo de reacción así definido depende del diámetro de la placa que se use para calcularlo, pues a presión constante, el asentamiento de la placa circular crece con su diámetro, por lo que si se fija un asentamiento dado, la presión necesaria para producirlo irá siendo menor a mayor diámetro de la placa; esta es una de las razones por las que conviene estandarizar el diámetro de las placas que se utilicen.

A pesar del amplio uso que se ha hecho del concepto módulo de reacción en la tecnología de los pavimentos, ha de señalarse su falta de significación intrínseca como medida de cualquier propiedad fundamental de los suelos; su valor estriba en servir como parámetro de cálculo, al comparar módulos obtenidos de la misma manera en suelos diferentes.

El módulo de reacción, como cualquier otro parámetro de comportamiento de la subrasante, depende de la humedad del suelo. En el laboratorio o en una prueba de campo debería trabajarse con el contenido de agua que va a llegar a tener el suelo en el pavimento, que es la llamada humedad de equilibrio (en general, diferente a la humedad de compactación), pero ésta no se conoce a priori. Lo que se hace es trabajar con un contenido de agua que se considera crítico; algunas instituciones lo hacen con el que corresponde a la saturación; otras, como las del estado de Texas (E.U.A.), con el que resulta de un proceso de curado previamente especificado, que se describe más adelante dentro de las normas para la prueba triaxial de Texas. El punto es

.../...

ciertamente delicado e indudablemente de aquellos en los que el criterio -- del ingeniero resulta decisivo; además no es privativo del tipo de pruebas que ahora se describe, sino que afecta todas las pruebas de campo y laboratorio que hayan de hacerse para proyectar pavimentos no construidos todavía.

Cuando se usa un criterio para establecer la humedad que se -- considera representativa de las futuras condiciones de trabajo medias de los suelos, los resultados de las pruebas de placa, hechas sobre los suelos con un contenido de agua en general diferente, han de corregirse con un factor -- que depende de la relación de resistencias a la compresión simple de dos especímenes del suelo probados uno en la condición natural en que se haya hecho la prueba y el otro con el contenido de agua que se haya considerado el crítico de proyecto o el representativo de las condiciones futuras de equilibrio. La utilización de la prueba de compresión simple en este caso, aunque se vea razonable, no deja de ser arbitraria.

Durante la prueba, la carga se aplica en incrementos; un nuevo incremento se coloca sobre la placa, cuando la velocidad de deformación -- bajo el incremento anterior sea del orden de $0.001 \frac{\text{cm}}{\text{min}}$ (0.002 Pulg/min).

En algunos casos es deseable determinar durante la prueba los montos relativos de deformación elástica y permanente (plástica); para lograrlo, se aplican cargas de intensidad variable, las que se mantienen hasta que cesa toda deformación. En ese momento se retira la carga y se aplica un incremento subsecuente y mayor, para ir obteniendo una gráfica como la de -- la Fig. IX-12. Tras aplicar la carga final, se produce un proceso de descarga en decrementos, con los mismos valores que en la carga, para obtener las gráficas de recuperación del suelo y, por lo tanto, las deformaciones que -- han de considerarse elásticas.

En el anexo IX-a se describe con algún detalle la secuela de prueba propuesta por McLeod (Refs. 1 y 39), que fue adoptada por el Instituto de Asfaltos de los E.U.A. MacLeod hace la prueba con ¹⁰ las repeticiones de carga y fija las deformaciones de la prueba en 0.500 cm para carreteras y en 1.27 cm para aeropistas, usando los diámetros que se señalaron para cada caso en los párrafos iniciales de esta sección.

B - Prueba de Valor Relativo de Soporte.

Esta prueba fue originalmente desarrollada por el Departamento de Carreteras del Estado de California; actualmente es de uso muy extendido y el método de diseño en ella fundado quizá sirve para proporcionar más de la mitad de todos los pavimentos que se construyen actualmente en el mundo.

El Valor Relativo de Soporte (VRS) se obtiene de una prueba de penetración, en la que un vástago de 19.4 cm^2 (3 Pulg^2) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min . (0.05 Pulg/min); se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm (0.1 Pulg). El Valor Relativo de Soporte del suelo se define como la relación, expresada como porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm (0.1 Pulg) y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que es una piedra triturada en la que se producen las presiones en el vástago que se anotan en la Tabla IX-8.

.../...

Tabla IX-8

Presiones para distintas penetraciones del vástago -
en el material patrón.- Prueba V.R.S.

Penetración →		Presión en el vástago	
cm	Pulg.	kg/cm ²	lb/Pulg ²
0.25	0.1	70	1,000
0.50	0.2	105	1,500
0.75	0.3	133	1,900
1.00	0.4	161	2,300
1.25	0.5	182	2,600

Como se dijo, la penetración que se usó para calcular el V.R.S. es la de los primeros 0.25 cm; como regla general, el V.R.S. disminuye cuando la penetración en que se hace su cálculo es mayor, pero a veces si se calcula con la penetración de -- 0.5 cm (0.2 Pulg) resulta más grande que el obtenido de la primera penetración; en tal caso, se adopta como V.R.S. el obtenido con la segunda penetración (0.5 cm).

El espécimen de suelo con el que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2 cm (6 Pulg) de diámetro y 20.3 cm (8 Pulg) de altura. En el método de prueba original utilizado en California, el espécimen se preparaba en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con 140 kg/cm² aplicados uniformemente en su superficie superior. En estas condiciones, eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140 kg/cm² provocaran la exudación del agua en la parte inferior del molde; este espécimen, tras un periodo de saturación de 4 días, se suponía representativo de las condiciones más desfavorables que pudieran llegar a prevalecer en el futuro pavimento.

.../...

En épocas más recientes el U. S. Army Corps of Engineers - - (Ref. 39) ha desarrollado un método de prueba que defiere del tradicional - en los procedimientos de preparación del espécimen. Este método se describe con detalle en el anexo IX-b de este Capítulo. Se emplea un método dinámico de compactación de los especímenes, para lo que se usan las pruebas -- AASHO estandar y modificada (ver Capítulo IV del volumen I de esta obra) y -- otra con energía de compactación intermedia. Se trata de reproducir razonable -- mente las condiciones de compactación logradas con el equipo de campo.

Para reproducir la sobrecarga que vaya a tener una determina -- da capa en el pavimento real, por efecto del peso de las superiores, al pro -- bar el material constitutivo se coloca sobre él una placa que comunique al -- espécimen una presión equivalente a la sobrecarga que se tendrá en el pavi -- mento; la placa está provista de una perforación en el centro para permitir el paso del pistón que efectuará la penetración.

Los factores que más afectan a los valores obtenidos en la -- prueba del V.R.S. son la textura del suelo, su contenido de agua y su condi -- ción de compactación. En los suelos friccionantes, prácticamente no hay -- expansión durante la saturación, por lo que el monto de la sobrecarga dada -- por la placa perforada no es significativo durante esa etapa de la prueba; -- sin embargo, el valor de la sobrecarga si influye mucho en la etapa de pene -- tración, pues el confinamiento afecta mucho la resistencia de los suelos -- friccionantes. En los suelos arcillosos ocurre precisamente lo opuesto.

Generalmente la curva presión - penetración obtenida de una -- prueba de V. R.S. es lineal para bajas penetraciones y tiende a hacerse li -- geramente curva, con la concavidad hacia abajo, a penetraciones mayores; -- en ocasiones, sin embargo, la gráfica resulta curva con concavidad hacia --

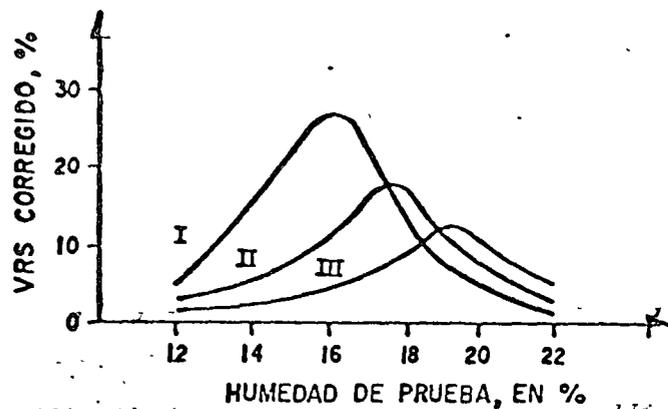
arriba en un pequeño tramo correspondiente a las penetraciones iniciales; - esto ocurre, sobre todo, cuando el pistón no está exactamente normal a la - superficie de la muestra al iniciarse la prueba. En estas ocasiones será - preciso corregir los resultados de la prueba, desplazando la gráfi-ca ha-- cia la izquierda, de manera que su parte recta; prolongada haciendo caso -- omiso de la pequeña curvatura inicial, pase por el origen. Los valores del V.R.S. así obtenidos se denominan el "V.R.S. corregido".

Los resultados de una prueba completa para la determinación del V.R.S. se vacían en una combinación de tres gráficas; a ellas se refiere la Fig. IX-13.

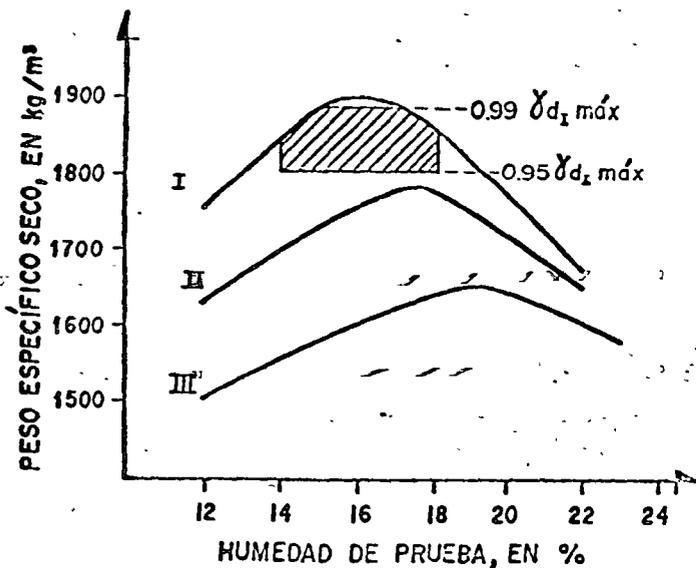
Entra Fig. IX-13

En la parte a) de la figura aparecen gráficas resultado de -- las pruebas de compactación que se realizaron para fabricar los especímenes_ en que se efectuaron las pruebas de V.R.S. Según la norma del Cuerpo de - - Ingenieros, las pruebas de compactación serán del tipo de impactos, con ener-- gías de compactación decrecientes. En la parte b) de la misma figura apare-

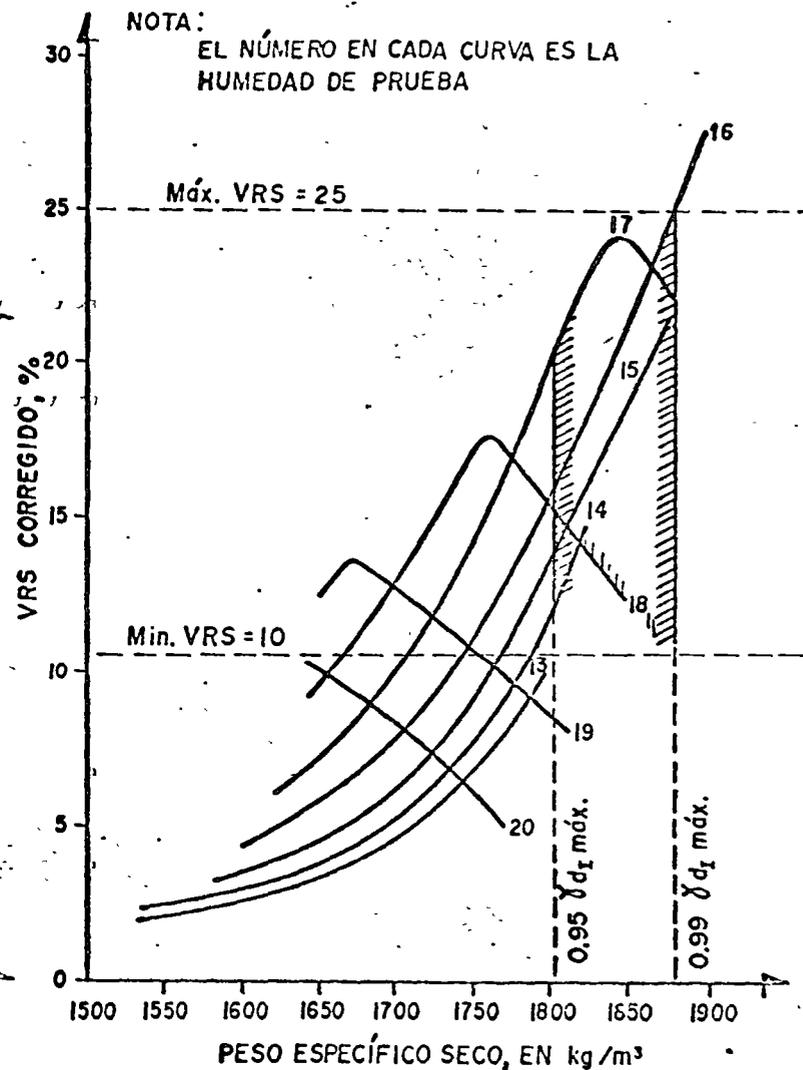
.../...



(b)



(a)



(c)

Fig.- IX - 13 Criterio del Cuerpo de Ingenieros para la elección del VRS de diseño (Ref. 39)

412

con correspondientemente los resultados típicos de las pruebas de V.R.S. para los mismos especímenes a que se refiere la parte a); nótese que el V.R.S. no es una característica constante del suelo, sino circunstancial y que refleja el contenido de agua y la condición de compactación (energía y método de compactación). Existe un V.R.S. máximo, que corresponde a una humedad relativamente cercana a la óptima de compactación. Obsérvese también que para los suelos con contenido de agua alto, el V.R.S. del suelo compactado con mayor energía específica puede ser menor que el que se obtiene usando una energía menor, con tal de que el contenido de agua sea más bajo; sin embargo, el máximo V.R.S. obtenible sí es mayor cuanto mayor sea la energía específica con que se haya compactado el espécimen.

En la parte c) de la Fig. IX-13 se muestra una gráfica de la que pueden extraerse conclusiones de valor práctico muy grande y que, de hecho, ilustra el procedimiento que recomienda el US Army Corps of Engineers (Ref. 39) para elegir el valor del V.R.S. de diseño en un caso particular -- dado. Se han dibujado los valores del V.R.S. corregido contra los pesos específicos secos de los especímenes probados; cada curva dibujada corresponde a pruebas de penetración en que el suelo tenía la misma humedad de compactación pero fué compactado con diferente energía específica y se obtiene fijando una humedad, por ejemplo 14% (curva marcada con el número 14). En la parte a) pueden obtenerse los tres pesos específicos que en el caso tratado correspondieron a la humedad 14%, con las diferentes energías de compactación usadas; en la parte b) pueden obtenerse los valores del V.R.S. corregido en esos tres casos. Se tienen así tres pesos específicos y tres valores del V.R.S., obtenidos en tres especímenes compactados con 14% de humedad, usando las tres energías específicas que se hayan manejado. Con estos tres pares de valores se contruye la curva 14 de la parte c) de la Fig. IX-13.

.../...

Las curvas de la Fig. IX-1³₀ c indican que no siempre a mayor peso específico se tienen mayores valores del V.R.S. Por ejemplo, la curva - 20 muestra peores condiciones según el peso específico crece. Todo depende del contenido de agua del suelo. Lo anterior proporciona un método de trabajo práctico. Supóngase que en ^acampo se va a trabajar con un contenido de agua comprendido entre 14% y 18% (Fig. IX-13.a). Supóngase también que se desea obtener en el campo un peso específico seco comprendido entre el 95 y el 99% del máximo correspondiente a la energía I. Estos valores determinan el intervalo de humedades y pesos específicos que deben exigirse en el campo (zona rayada de la Fig. IX-13.2). Ahora, en la parte c) de la Fig. - - IX-13, se ve que para humedades entre 14 y 18% y los pesos específicos seleccionados, el V.R.S. puede oscilar entre 11% y 26%, aproximadamente, también puede verse cuan peligroso sería en el campo que la humedad subiera de 18%, pues en ese caso el valor del V.R.S. del suelo se abatiría muy fuertemente. Con base en lo anterior podría fijarse un V.R.S. de diseño próximo al límite inferior, del orden del 12%. por ejemplo.

Con gráficas análogas a las de la Fig. IX-13, el proyectista podrá adoptar un valor del V.R.S. de diseño lógico, acotar el peso específico máximo que ha de exigirse en el campo y tener un criterio respecto a la gravedad de un error por defecto o exceso en el control de la humedad de campo.

Cabe preguntarse, dado el extenso, casi universal uso, que hoy se hace de la prueba de V.R.S. como base o índice para proporcionamiento de espesores de pavimentos flexibles, cual pueda ser su valor como prueba destinada a medir la resistencia de los suelos y cual su ubicación dentro del conjunto de técnicas de laboratorio o de campo que la Mecánica de Suelos ha desarrollado y recomienda para medir tan fundamental característica.

.../...

En primer lugar, la prueba es un ensaye de penetración o punzonamiento en el cual un vástago penetra al suelo colocado en un molde por el ejercicio de una presión que se aplica con velocidad controlada; se mide la presión ejercida para un conjunto de penetraciones previamente establecido, al final de la prueba se está en condiciones de dibujar una gráfica presión-penetración, en la que estos últimos valores son previamente seleccionados y los primeros pueden variar fuertemente de caso a caso, según la naturaleza del suelo, su contenido de agua, las condiciones de compactación, etc.

Así, independientemente del aspecto de correlación práctica de que tan grande tenga que ser la presión que se aplique al suelo para producirle una cierta penetración prefijada, en comparación a la presión que se requiere para lograr la misma penetración en un material ideal (Tabla IX-8), la prueba de V.R.S. puede contemplarse como un cierto tipo de prueba esfuerzo - deformación.

Desde este punto de vista cabe preguntarse cual sea su representatividad. Se sabe que un mismo material puede tener comportamientos muy variados en esfuerzo - deformación, según sean las circunstancias en que se le hace trabajar. Así, un comportamiento específico esfuerzo - deformación obtenido en el laboratorio solo tiene valor ingenieril cuando se refiere a un comportamiento circunstancial que corresponda a un comportamiento estructural común en las obras de ingeniería y aún así, las conclusiones que se obtengan de tal análisis de laboratorio no serán de validez general, sino solo aplicables a aquellos casos de la práctica en que prevalezcan las mismas condiciones de trabajo que se tuvieron en la prueba de laboratorio.

El punzonamiento es una forma extraña de trabajo de los mate--

riales térreos y, desde luego, no se parece a ninguna circunstancia de trabajo de interés práctico a que vaya a estar sujeto un suelo en un pavimento bajo las cargas del tránsito y sujeto a los embates del ^o clima. Así, lo que podría considerarse representatividad como modelo, no se tiene en una prueba de V.R.S. En principio nada ^{lo} implica en los resultados de la prueba _o podrá considerarse aplicable al comportamiento estructural de un pavimento.

Adicionalmente, la prueba tiene características que la hacen de interpretación difícil. Sus condiciones de fontera son, a la vez cinemáticas (paredes y fondo del molde) y dinámicas (sobrecarga de las placas y presión del pistón), las cuales no son fáciles de conciliar para una interpretación clara. Las características viscosas del material juegan un papel importante y tampoco son fáciles de visualizar. Se diría, además que el dimensionamiento de una capa de pavimento tiene que estar ligado a la resistencia de los suelos y no solo a su deformabilidad; la prueba atiende únicamente a esta segunda característica.

No se ha investigado, hasta donde los autores de este trabajo conocen, el efecto de escala en la prueba de V.R.S., pero es de esperar que sea extraordinariamente fuerte, lo que hace pensar que la prueba tiene poco significado intrínseco.

Es posible pensar que el desarrollo y resultado de una prueba de V.R.S. depende, a fin de cuentas, de cual sea la resistencia del suelo a la penetración del vástago, de manera que aunque la prueba no sea una prueba de resistencia, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo está involucrada de un modo indirecto, a través del mecanismo del punzonamiento. Es claro, por otra parte que debe ser imposible establecer ninguna relación --

.../...

cuantitativa con tal resistencia. La resistencia de los suelos al esfuerzo cortante depende de muchos factores (Capítulo I del tomo I de esta obra), -- ninguno de los cuales se controla en una prueba V.R.S., quizá con excepción de la velocidad de aplicación de la carga. En tales condiciones no es posible pensar en medir valores de resistencia o variaciones de la misma.

En segundo lugar, las dispersiones de los resultados de la prueba son tan grandes cuando se hace variar el contenido de agua del suelo o -- sus condiciones de compactación, que prácticamente puede obtenerse cualquier valor deseado para el V.R.S., sin más que variar a voluntad tales conceptos. Así, cual deba ser el contenido de agua que represente la condición del pavimento futuro y cual la compactación del suelo y su evolución con el tiempo, pasan a ser los aspectos fundamentales del análisis, más importantes incluso que un valor específico de un V. R. S. correspondiente a una condición particular dada. La prueba resulta así vaga para definir el futuro comportamiento de un suelo en un pavimento ~~de un suelo en un pavimento~~. Esto explica -- que en Instituciones diferentes y países distintos el uso del V.R.S. pueda -- conducir a resultados prácticos de detalle tan discrepantes como los que se observan.

Otro aspecto digno de mención es la gran dispersión de resultados inherente a la prueba, que se manifiesta en las grandes diferencias obtenidas por distintos operadores, trabajando correctamente sobre el mismo suelo con la misma técnica. La tabla IX-9 (Ref. 40) es significativa. Se refiere al número de pruebas que se indican, hechas en materiales para subbase, sub-base y base; en todos los casos se utilizaron operadores competentes y técnicas apropiadas.

.../...

Tabla IX-9
Dispersión en la prueba de VRS

Material	No. de pruebas	Valor máximo	Valor mínimo
Subrasante	11	10	2
Sub-base	6	142	67
Base	6	172	85

La información contenida en la tabla anterior, además de hacer resaltar la dispersión de la prueba de VRS, en la que generalmente tanto se confía, hace nacer un sano criticismo en relación a los resultados que un laboratorio pueda proporcionar, en los que tan común es confiar ciegamente. Es de recalcar que en la investigación glosada en la Tabla IX-9 están excluidos los errores, hasta donde pudieron ser percibidos por un equipo de expertos; probablemente representa condiciones de trabajo mucho más cuidadosas que las normales en las tareas de la ingeniería de las vías terrestres.

Se ha dicho que a veces es posible hacerse una idea del valor de una cierta tecnología de laboratorio, de un cierto criterio o de una tendencia del pensamiento, si se los considera en una situación extrema, de límite, casi podría decirse, caricaturesca. Utilizando esta línea de pensamiento, imagínese que una prueba de VRS se le hace al agua, en un molde sin fugas. El resultado sería, teóricamente, un VRS infinito, pues el agua es incompresible en el horizonte del ingeniero civil. Obviamente, la arcilla o los suelos en general no son agua, pero la inquietud que provoca la reflexión anterior permanece.

A veces se ha invocado que una prueba de VRS plantea al suelo

.../...

un tipo de falla análogo al considerado por Prandtl, Terzaghi y otros, para dar lugar a las teorías de capacidad de carga. La afirmación anterior no es correcta; la indentación estudiada por Prandtl considera el instante en que comienza el encaje, en tanto que en la prueba del VRS, la penetración es finita. Las condiciones antes de y después de la indentación son evidentemente muy distintas.

Los méritos de la prueba del VRS no radican entonces en su valor teórico, en su representatividad como modelo ni en sus características de firmeza como medio seguro de correlación entre comportamiento de un suelo en el laboratorio y experiencia de campo. Cabe entonces preguntarse --- cual es la razón de su popularidad. Los autores de esta obra piensan que en esta popularidad hay mucho de razón histórica y de compromiso contraído cotidianamente a través de un uso cada vez más extendido. La prueba y el método de diseño en ella fundado fueron quizá el primer esfuerzo para dimensionar un pavimento yendo más allá del capricho personal; desde entonces, los ingenieros de carreteras se han acostumbrado a referir a la prueba y a sus resultados su experiencia cotidiana, inclusive sin visualizar muchas veces que la gran dispersión inherente a la prueba la hace una base de correlación muy poco firme. Muchos ingenieros de gran mérito y experiencia no han usado jamás otro método de diseño, por lo que se encuentran mentalmente "calibrados" solo respecto al VRS, independientemente de lo difícil que resulte lograr una adecuada "calibración". Además de lo anterior, existe la circunstancia de que, como se verá, el método de diseño fundada en la prueba del VRS es extraordinariamente sencillo, requiere poca información previa de campo y resulta rápido y económico. También es cierto que la ingeniería actual aparentemente no ha sido capaz de desarrollar otro método de diseño exento de serias limitaciones.

Parece evidente que a la luz de todas las consideraciones ante

.../...

riores el método de diseño fundado en la prueba del VRS tiene que ser considerado como un método empírico, carente de universalidad científica o de muy difícil interpretación teórica seria. Como tal método empírico puede ofrecer una característica que permita correlacionar un cierto comportamiento en el laboratorio con el comportamiento de los pavimentos en el campo. El como se logre afirmar y asegurar tal correlación dependerá en mucho del sentido de la observación y de la acuciosidad personal del ingeniero que aplique el método. Vale insistir en que la base de correlación es vaga y dispersa en si misma.

Parece fuera de toda duda razonable que ha llegado o está próximo el momento en que el método de diseño con base en la prueba del VRS ha de ser reforzado por otros en la rutina de trabajo de las construcciones. Ya hay métodos con ^o ~~mayor~~ base racional y es de esperar que la situación mejore todavía en el futuro; pero cuando una institución constructora de pavimentos decida implantar un nuevo método de diseño ha de tener muy presente que el diseño y la construcción de los pavimentos tiene mucho de experimental y de eso que ha dado en llamarse "el arte del ingeniero". Cualquier método que ^o ~~reemplace~~ ^{torces} ~~reemplace~~ ya al VRS seguirá necesitando de grandes dosis de experiencia humana y sentido de la correlación entre el comportamiento de laboratorio y el de campo. Los Ingenieros de la institución hipotética mencionada tendrán toda su experiencia referida a la prueba del VRS, de manera que la implantación drástica de un nuevo método de diseño, con otro marco experimental, los dejará inermes. Parece que no queda duda de que la incorporación de nuevos métodos de diseño, cuya conveniencia no se discute, ha de hacerse en paralelo, de manera que la institución maneje durante un tiempo suficientemente grande la prueba del VRS y el nuevo método que se desee implantar, hasta que se establezcan las necesarias comparaciones entre los dos y se refiera la experiencia personal de los técnicos al nuevo método.

.../...

C - Pruebas triaxiales

La tecnología de los pavimentos ha desarrollado un conjunto de pruebas de tipo triaxial, en las que están basados diferentes métodos de diseño de pavimentos (Ref. 7). Las pruebas se han aplicado a determinar las propiedades de las subrasantes y de las capas del pavimento propiamente dichas, incluyendo en algunos casos a las carpetas. En general, se asemejan a la prueba Rápida común en la práctica de la Mecánica de Suelos (ver Capítulo I del Volumen I de este libro) y poco añaden a ella, desde un punto de vista teórico.

C-1 Prueba triaxial de Kayⁿsas (Ref. 41).

La prueba hecha en la cámara triaxial desarrollada por el estado de Kayⁿsas (E.U.A.) es la base de todo un método de diseño de pavimentos, en uso en aquel estado (Ref. 7).

La prueba mide el módulo de deformación de los suelos, definido como la pendiente de la curva esfuerzo - deformación obtenida. Para obviar problemas de representatividad de la muestra, el espécimen utilizado dentro de la cámara triaxial es grande (unos 10 cm de diámetro). Las condiciones de humedad más desfavorables para la vida del pavimento se reproduce saturando el espécimen, pero se acepta que esta condición puede resultar conservadora en exceso, por lo que se le introduce un factor corrector, n , función de la precipitación pluvial de la zona de construcción (Tabla IX-10)

.../...

Tabla IX-10

Factores de corrección para la condición de saturación en la prueba triaxial de Kansas.

Factor de Corrección n.	Precipitación pluvial media. cm/año.
0.5	38 - 50
0.6	51 - 63
0.7	64 - 76
0.8	77 - 89
0.9	90 - 101
1.0	102- 127

El módulo de deformación se determina en la prueba haciendo uso de una gráfica Esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) - Deformación y señalando en ella el esfuerzo desviador que se supone actuará en el pavimento real; - el módulo de deformación es el secante correspondiente a ese punto (Fig. -- IX-12⁴).

Entra Fig. IX-12⁴.

.../...

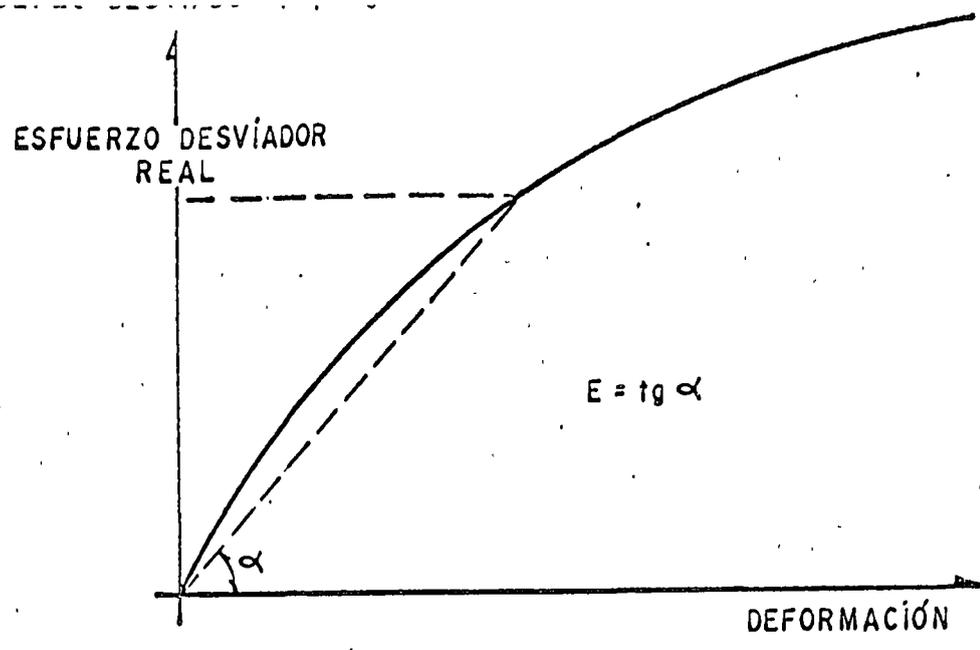


Fig.- IX - 14 Criterio para obtener el modulo de deformación en en la prueba de Kansas (Ref. 7)

C - 2 Prueba triaxial de Texas.

Las autoridades responsables del proyecto y la construcción de carreteras en el estado de Texas, han desarrollado un tipo de prueba triaxial cuyos fines son obtener las envolventes de resistencia de los suelos (Ref. 43); dichas envolventes se utilizan en un método específico de diseño desarrollado también en aquel estado de los E.U.A. La cámara triaxial usada es un tubo de acero inoxidable con una membrana interior de hule; entre la membrana y la cámara se introduce aire a presión para dar el esfuerzo de confinamiento. La cámara es de tamaño relativamente grande (30.5 cm de altura, por -- 17.2 cm de diámetro interior), con el objeto de poder probar materiales con abundantes partículas gruesas, que son usuales en la tecnología de los pavimentos.

El material es compactado en cuatro capas por impactos, utilizando el compactador automático mecánico que ha sido mencionado en el Capítulo IV del Volumen I de esta obra; el material se encuentra confinado en un molde análogo al que se usa en las pruebas del VRS. Después de compactado, es secado al horno, a 60°C durante 8 hs. y, tras esta operación, es dejado en contacto con una fuente de agua durante 10 días como mínimo o durante un tiempo, en días, numéricamente igual al índice plástico del suelo. Durante este período de absorción capilar, se somete al suelo a una sobrecarga de -- 0.07 kg/cm² (1 ^{Pulg} lb / 2). De esta manera se suponen reproducidas en el laboratorio las condiciones más desfavorables de la vida del pavimento.

C - 3 El estabilómetro de Hveem.

(Ref. 42).

El estabilómetro de Hveem es otro dispositivo triaxial que sirve de fundamento a un método específico de diseño de pavimentos flexibles.

El aparato permite realizar una prueba que mide el comportamiento mecánico de los materiales bajo combinaciones de esfuerzos en niveles inferiores a ^o las de falla.

Para la preparación y compactación de los especímenes por probar en el estabilómetro, Hveem desarrolló el compactador mecánico por amasado y el método de compactación que fueron descritos con cierto grado de detalle en el Capítulo IV del volumen I de esta obra.

El estabilómetro es básicamente una cámara triaxial (Fig. IX-15) formado por un cilindro metálico dentro del cual hay una membrana de hule; entre el cilindro metálico y la membrana de hule queda un espacio anular que se llena de aceite para transmitir la presión lateral sobre el espécimen.

Entra Fig. IX-15

.../...

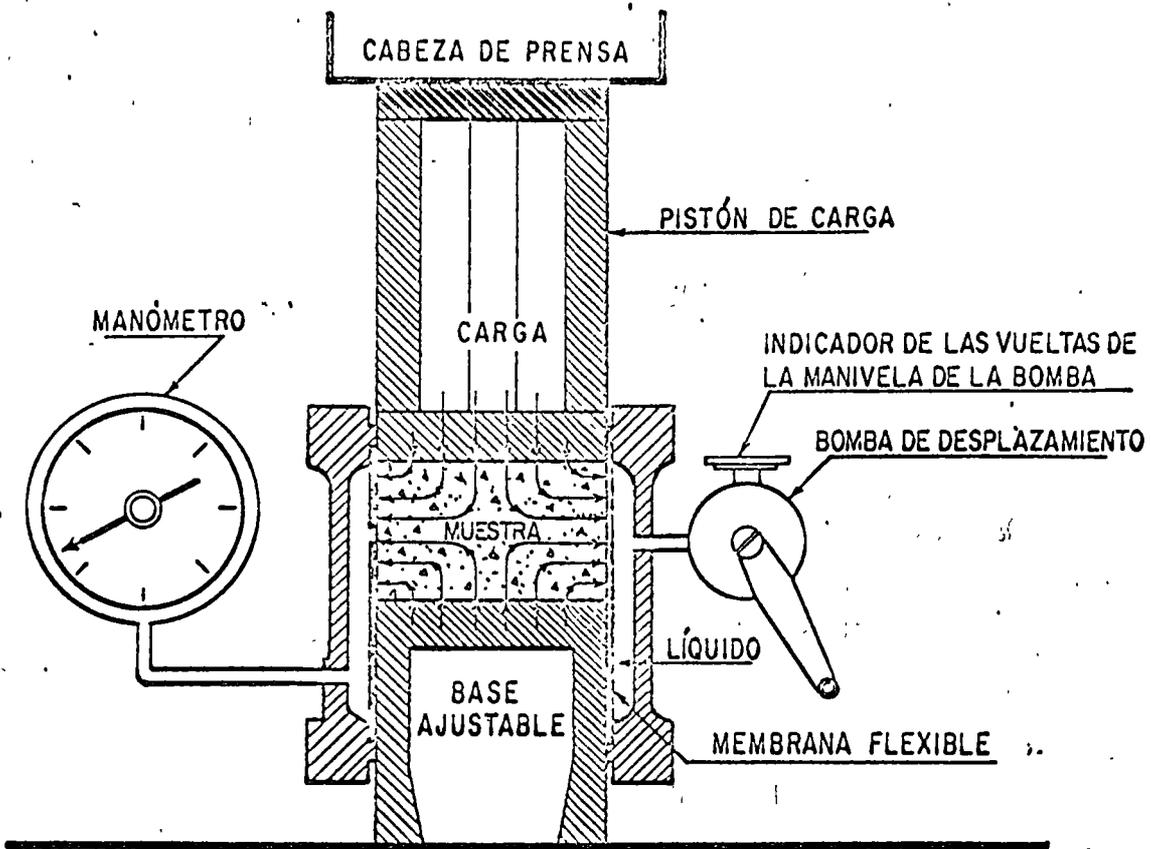


Fig. IX-15 Esquema del Estabilómetro de Hveem (Ref. 42).

Al aplicar carga vertical al espécimen, se transmite una presión horizontal al aceite, que puede leerse en el manómetro. Las presiones verticales que se aplican son de 5.6 y 11.2 kg/cm² (80 y 160 $\frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$).

Los resultados de la prueba se interpretan a través de un valor, llamado de Estabilidad, también propuesto por Hveem según la fórmula:

$$R = 100 - \frac{2.5}{D} \left(\frac{p_v}{p_h} - 1 \right) \quad (9-4)$$

en donde:

- R = número de Estabilidad de Hveem, sin dimensiones.
- p_v = presión vertical aplicada. El valor de R se mide generalmente para 11.2 kg/cm² (160 $\frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$)
- p_h = presión horizontal en las paredes del espécimen medida en el manómetro.
- D = desplazamiento horizontal del espécimen, correspondiente a una presión horizontal de 7 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (100 $\frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$). El desplazamiento se mide por el número de vueltas que registra el indicador de la manivela de la bomba y que han sido necesarias para hacer variar la presión lateral medida en el manómetro desde el valor que se haya registrado en la prueba al aplicar la presión vertical, hasta el valor señalado de 7 kg/cm².

El procedimiento detallado para la prueba con el estabilómetro de Hveem forma parte del anexo IX-c de este Capítulo.

D - Otros tipos de pruebas.

Se mencionarán en este lugar algunas pruebas especiales, desarrolladas por el Departamento de Carreteras de California, E.U.A., que sirven para apli-

.../...

car el método de Hveem, de proyecto de espesores de pavimentos flexibles. --
(Ref. 42).

D - 1 Presión de exudación.

Tras compactar a los especímenes, utilizando el método que para ello preconiza el Departamento de Carreteras del Estado de California y que se describe en el anexo IX-C de este Capítulo, deberá efectuarse la prueba para determinar la presión de exudación, que consiste en medir el esfuerzo de compresión necesario para que el espécimen compactado con una cierta humedad expulse el agua de moldeo. Para tal fin existe un dispositivo que consta de una base con siete celdas fotoeléctricas y un registrador. El espécimen dentro del molde se coloca sobre la base y se le aplica una carga continuamente incrementada, registrándose como presión de exudación la que hace que el agua expulsada cierre el circuito de por lo menos cinco de las celdas perimetrales. La celda central indica el contacto entre el espécimen y la base del aparato, por lo que deberá registrar continuamente. El Departamento de Carreteras de California especifica que el valor de estabilidad obtenido en el estabilómetro de Hveem (expresión 9 - 4) que se utilice para el cálculo del espesor necesario del pavimento corresponda a un contenido de agua tal del espécimen que dé a éste una presión de exudación de 21 kg/cm^2 (300 lb/pulg^2); por este motivo es común medir la presión de exudación en especímenes preparados con contenidos de agua tales que hagan variar este concepto entre 7 y 56 kg/cm^2 (100 y $800 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$).

D - 2 Presión de expansión.

Esta prueba mide la presión que desarrolla, bajo ciertas condiciones, un espécimen de suelo al que se permita absorber agua libre; la prueba se efectúa de tal manera que no se permiten cambios importantes durante

ella en el peso específico del suelo. El dispositivo correspondiente se -- muestra en la Fig. IX-16. Consiste en un puente metálico calibrado de tal manera que es conocida para cada flecha del puente, la presión que se ejerce desde una placa circular de 10.1 cm de diámetro (4"), apoyada sobre el espécimen, la cual presión se transmite al puente por medio de un vástago.

Entra Fig. IX-16

La presión de expansión se mide saturando al espécimen, tal como se muestra en la figura. En el procedimiento de diseño en vigor en el -- estado de California; E.U.A. constituye una condición de diseño que el peso del pavimento ha de ser suficiente para neutralizar la presión de expansión medida.

El anexo IX-c describe con algún detalle la prueba.

.../...

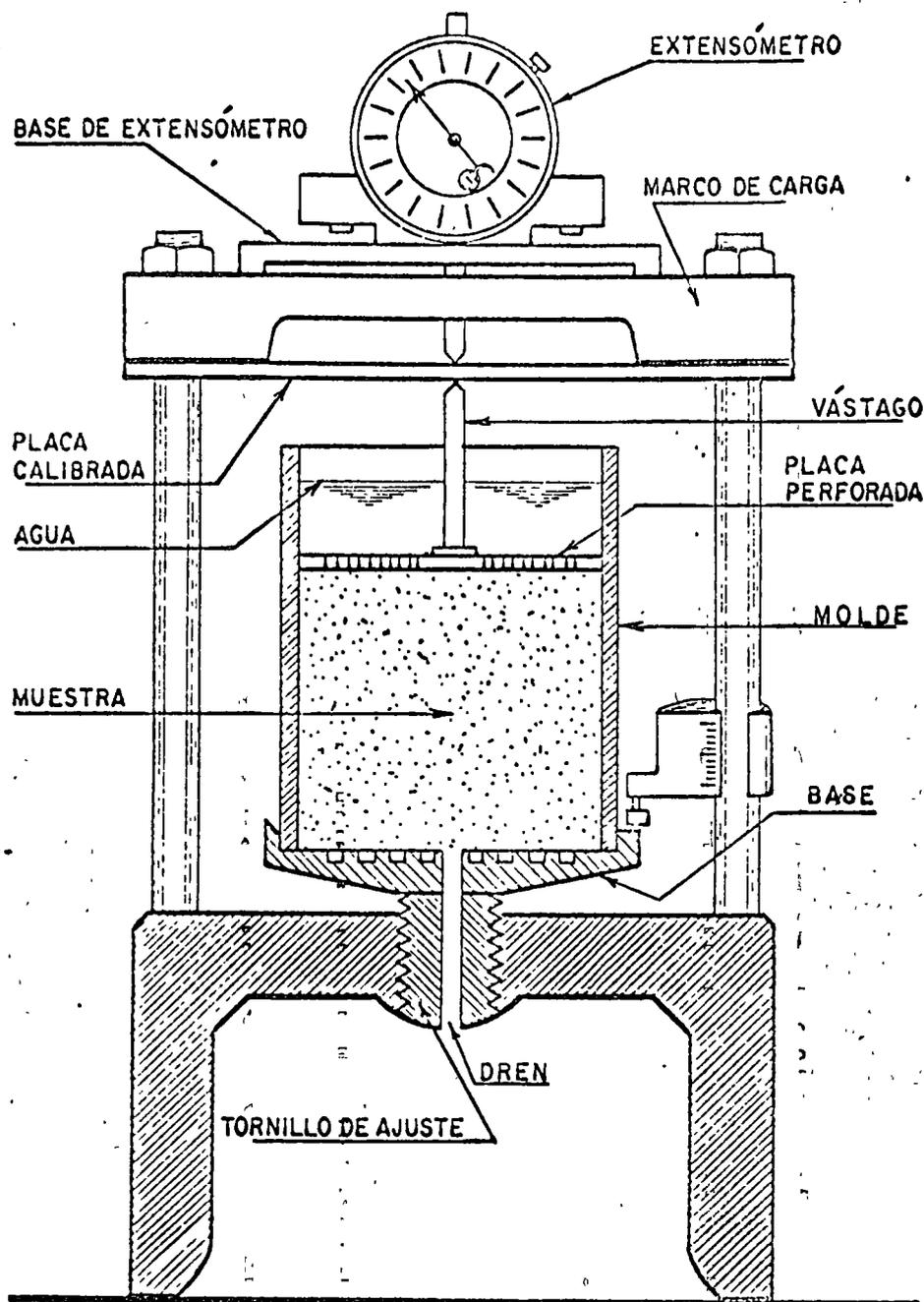


Fig. IX-16 Esquema del Expansiómetro de Hveem. (Ref. 42)

D - 3 Valor de cohesiómetro.

El cohesiómetro mide la resistencia a la tensión por flexión - de un espécimen de suelo (Fig. IX-17); se supone que dicho valor está relacionado con la resistencia al esfuerzo cortante que desarrolle el espécimen bajo un confinamiento representativo del que tendrá en el pavimento. La prueba se aplica sobre todo a los materiales que formarán las capas superiores de la estructura.

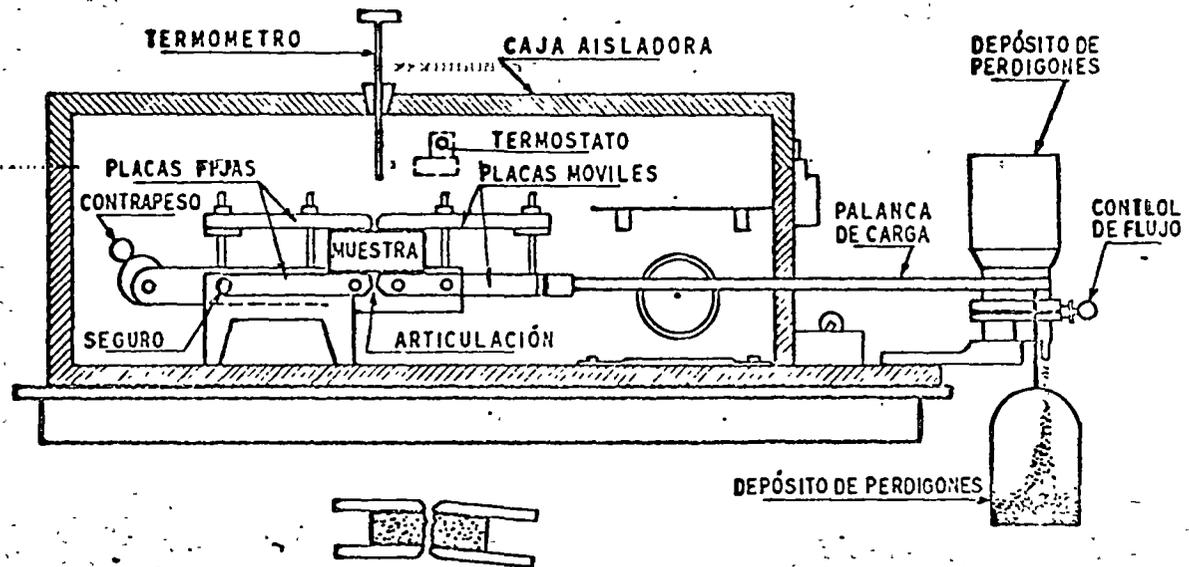
Entra Fig. IX-17

El espécimen se coloca dentro de dos mordazas articuladas, una móvil y otra fija; la primera está ligada a una barra (palanca de carga), en cuyo extremo se va ejerciendo una fuerza creciente, hasta la falla de la muestra.

El valor del cohesiómetro está dada por la fórmula:

$$C = \frac{W}{D (0.20 H + 0.044 H^2)} \quad (9 - 5)$$

.../...



FORMA DE ROMPER LA PROBETA

Fig. IX-17 Esquema del cohesiómetro de Hveem. (Ref. 42)

donde. utilizando las dimensiones que propone el Departamento de Carreteras de California E.U.A. (Ref. 43):

C, valor de cohesiómetro, en $\frac{\text{gr}}{\text{pulg}^2}$

W, peso de los perdigones en el depósito extremo, en gr.

D, diámetro o ancho del espécimen, en pulg.

H, altura del espécimen, en pulg.

El procedimiento para obtener el valor de cohesiómetro se detalla en el anexo IX^a-c de este Capítulo.

Anexo IX-a
Prueba de Placa (McLeod)
(Ref.1)

IX-a.1. Generalidades.

La prueba se usa para medir el valor portante de los suelos a cualquier profundidad, tanto del terreno natural, como de la terracería o de cualquier capa de un pavimento flexible.

Según el tipo de problema en estudio, se tienen las siguientes características:

a) Carreteras.

- Placa de 30.5 cm (12")
- Deformación de 0.508 cm (0.2")
- Diez repeticiones de la carga.

b) Aeropistas.

- Placa de 76.2 cm (30")
- Deformación de 1.27 cm (0.5")
- Diez repeticiones de la carga.

IX-a.2 Equipo para la prueba.

Intervienen tres tipos de sistemas:

- a) Sistema de reacción.
- b) Sistema de carga.
- c) Sistema de medición de deformaciones.

a.- Sistema de reacción.

Será proporcionado por un camión con peso mínimo de 12 Tn para pruebas en carreteras y de 20 Tn para trabajos en aeropistas. Deberá contarse con una estructura apropiadamente rígida contra la que se puedan ejercer tales empujes; la defensa o la armadura del vehículo suelen ser apropiadas para éllo.

b.- Sistema de carga.

Está constituido por un gato hidráulico, con manómetro y ^{demás} sus aditamentos y por un juego de placas circulares, con 2.5 cm de espesor mínimo y con las siguientes dimensiones.

1. - Carreteras. Por lo menos se usarán dos placas, de 30.5 cm (12") y 15.24 cm (6").

2. - Aeropistas. Por lo menos se usarán cuatro placas, de 76.3 cm (30"), 60.96 cm (24"), 45.7 cm (18") y 30.5 cm (12"); resulta conveniente añadir otra placa de 15.24 cm (6").

c.- Sistema de medición de deformaciones.

Está constituido por dos o mas micrómetros, con aproximación de 0.01 mm. Si son dos, deberán colocarse en oposición, a 180° ; si son tres, con separación angular a 120° y si son cuatro, lo que es preferible, en cruz. Los micrómetros estarán a una distancia mínima del borde de la placa de asiento (la mayor) de 2.5 cm.

Se deberá contar con cronómetros.

.../...

IX-a.3 Procedimiento de prueba.

1 - Se centra cuidadosamente la placa bajo el gato hidráulico, colocándola sobre una capa de arena fina o yeso, para proporcionarle un asiento uniforme; sobre la plana de asiento y concéntricas con ella se colocan las demás placas, en orden decreciente de diámetros.

2 - Para ajustar los sistemas de carga y control se aplica rápidamente, retirándola de inmediato, una carga suficiente para producir una deformación no menor de 0.25 mm (0.01"), ni mayor de 0.5 mm (0.02"). Después se aplica la mitad de la carga anterior y se ponen en cero los micrómetros para empezar la prueba; esta última carga es llamada de ajuste.

3 - Se aplica a continuación una carga que provoque una deformación aproximada de 1 mm (0.04") y se sostiene hasta que la velocidad de deformación sea de 0.025 mm por minuto (0.001"/min), durante tres minutos seguidos. Después se quita esta carga y se observa la recuperación, hasta que alcance un cambio de 0.025 mm por minuto (0.001"), también durante otros tres minutos. La misma carga se aplica y se retira de la misma manera seis veces, registrando todas las lecturas de los micrómetros.

4 - Se incrementa la carga hasta producir una deformación aproximada de 5.08 mm (0.2"), aplicándola y retirándola seis veces, siguiendo el procedimiento antes descrito.

5 - Finalmente, la carga se incrementa hasta dar una deformación aproximada de 10.1 mm (0.4") y se sigue el procedimiento anterior.

.../...

6 - En todos los casos, el punto final de cada etapa se obtendrá al alcanzar una velocidad de deformación o de recuperación de 0.025 mm por minuto - (0.001"/min) o inferior, durante tres minutos consecutivos.

7 - La deformación para una carga dada en cualquier tiempo se determina por promedio aritmético de las lecturas de todos los extensómetros.

8 - Deberán recabarse datos auxiliares durante la prueba, tales como temperaturas, condiciones del tiempo, operador, hora de las pruebas, condiciones extraordinarias de cualquier índole, etc.

IX-a.4 Cálculos y dibujo de gráficas.

1 - Para cada repetición de carga se determina la deformación cuando la velocidad de ésta es de 0.025 mm por minuto (0.001"/min).

2 - Las cargas aplicadas, leídas en el manómetro del gato, se corregirán utilizando la curva de calibración correspondiente al equipo de carga usado, que debe estar disponible por trabajo previo de calibración del gato en laboratorio. Ya corregidas, a dichas cargas se les sumará la de ajuste (también corregida de la misma manera) y las cargas muertas del equipo, tales como los pesos de las placas, el del gato hidráulico, etc. La suma de todas las cargas mencionadas es la carga total corregida. La carga total corregida debe asociarse en cada caso con su correspondiente deformación, obtenida como se indicó en el inciso 1, tabulando los dos conceptos para las sin repeticiones indicadas para cada caso.

3 - Usando los datos anteriores debe determinarse una corrección a la deformación, graficando las cargas totales corregidas contra la deformación correspondiente a la quinta repetición de la carga (Fig. IX-a.1).

.../...

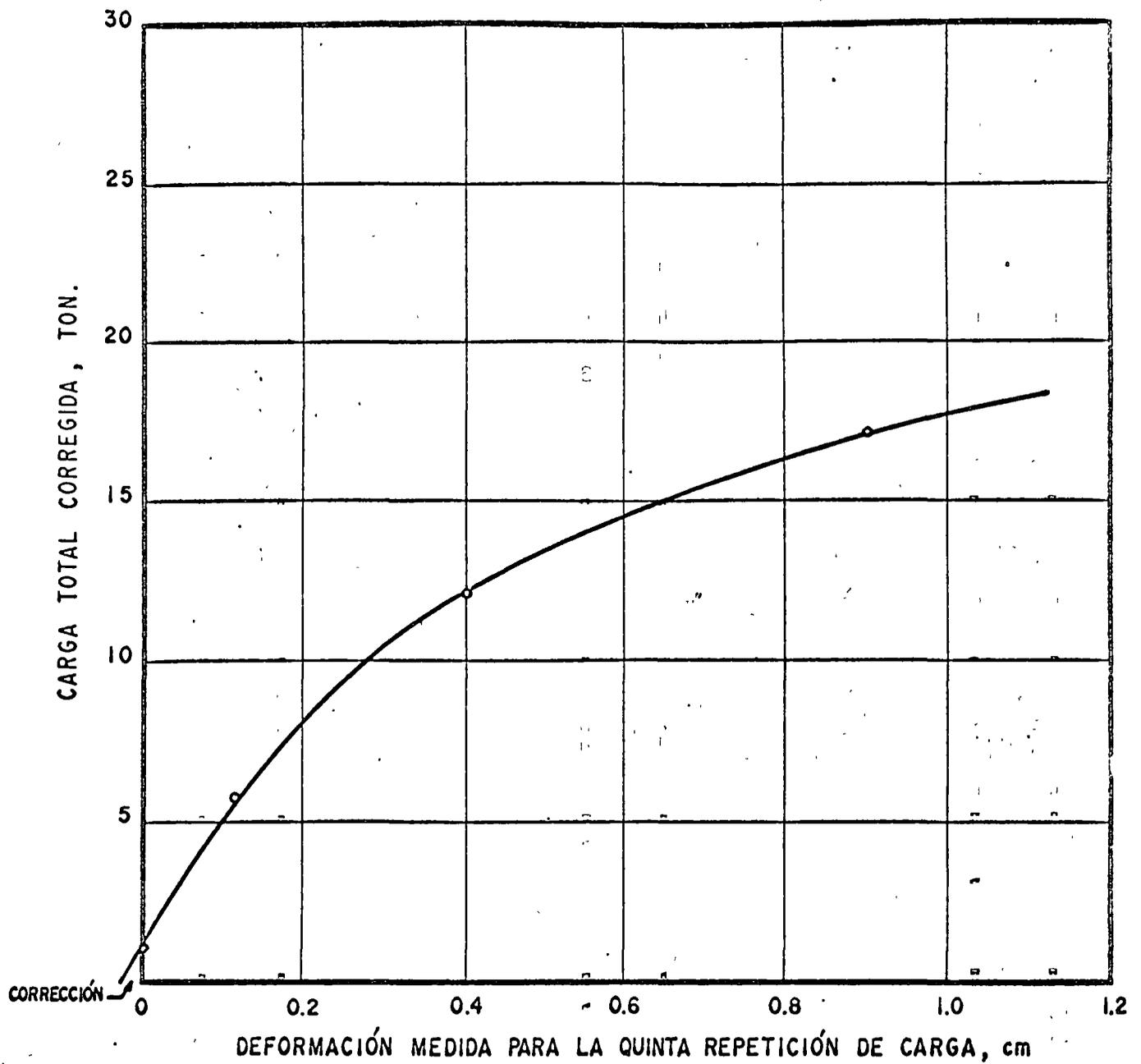


Fig.- IX - a. 1. Determinación de la corrección del punto inicial para la medida de deformación

Entra Fig. IX-a.1

4 - La corrección para la deformación obtenida de la Fig. IX-a.1 se suma a cada una de las deformaciones medidas, retabulándose los valores mencionados en el inciso 2.

5 - Se elaboran gráficas de las deformaciones corregidas contra el número de repeticiones de cada carga total corregida (en escala logarítmica), - extrapolando las rectas que resultan hasta las diez repiticiones; si algún punto cae fuera de la recta, deséchese. (Fig. IX-a.2)

Entra Fig. IX-a.2

.../...

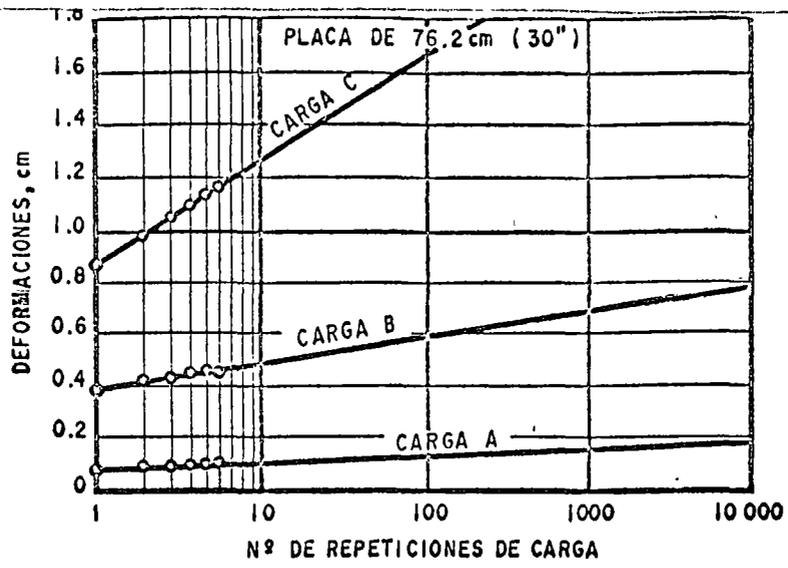


Fig.- IX- a. 2. Influencia sobre la deformación de las repeticiones de carga para cada una de las tres magnitudes de carga

6 - Se dibujan finalmente las cargas totales corregidas contra las deformaciones correspondientes a diez repeticiones de carga (Fig. IX-a.3). De esta gráfica se calcula el valor portante del suelo (módulo de reacción), entrando con la deformación prefijada para cada caso, la cual ya ha sido señalada al comienzo de este anexo.

7 - Según McLeod, el método es extrapolable a un mayor número - de repeticiones de carga, si é ello se estima deseable.

Entra Fig. IX-a.3

Anexo IX-b

Prueba del V.R.S.

(Método del Cuerpo de Ingenieros de los E.U.A.)

(Refs. 7 y 40)

^b
X-~~1~~.1 Generalidades.

La experiencia ha demostrado que las más pequeñas diferencias -

.../...

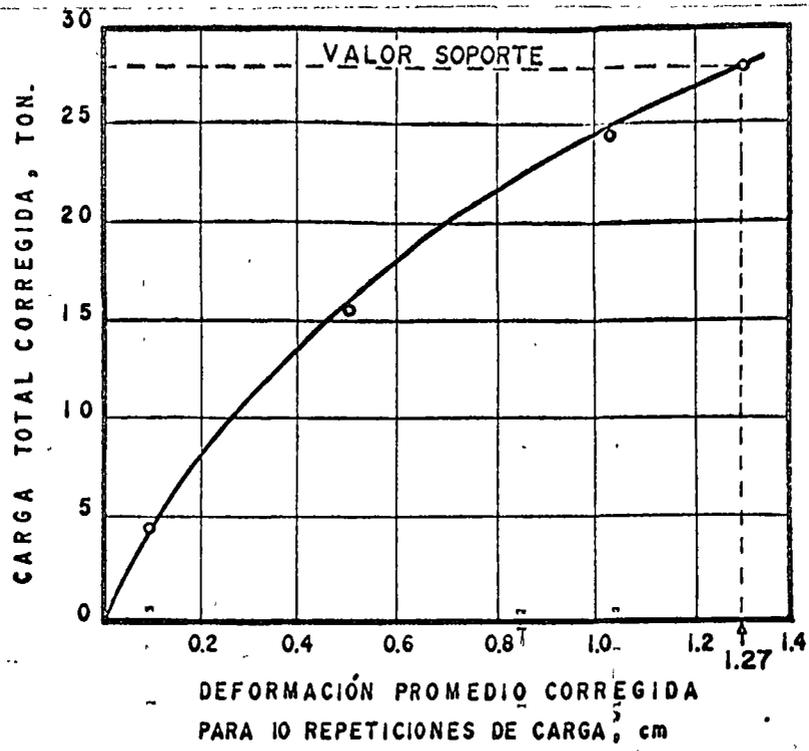


Fig. - IX - a. 3. Carga total corregida contra deformación corregida para 10 repeticiones de carga.

V.R.S.

en el procedimiento de la prueba ~~C.O.A.~~ son motivo de grandes diferencias en los resultados de las mismas. Por esta razón hay necesidad de que los procedimientos de prueba se detallen paso a paso, a pesar de lo cual surgen dificultades todavía. Para materiales tales como agregados gruesos, el procedimiento no ha demostrado ser completamente satisfactorio, siendo necesario realizar varias pruebas con el fin de determinar un valor promedio razonable. En algunos casos en que los agregados se encuentran en tan pequeña cantidad que no afectan la estabilidad del suelo, las partículas pueden removerse, con lo cual se evitan las incongruencias en los resultados de la prueba. Sin embargo, para la mayoría de los suelos, los métodos aquí presentados han demostrado ser satisfactorios. En los párrafos siguientes se presentan los procedimientos y el equipo sugeridos para pruebas en muestras remoldeadas y compactadas, en especímenes inalterados y determinaciones en el campo.

^b
X-7.2 Equipo

El equipo usado en la preparación y ensaye de especímenes remoldeados es el que sigue:

1) Molde cilíndrico de 15.2 cm (6 pulg) de diámetro y altura de 17.8 cm (7 pulg), equipado con un collarín de extensión de 5.1 cm (2 pulg) de altura y una placa de base perforada. La placa de base y el collarín se pueden fijar en ambos extremos del cilindro. Cuando se tiene un grupo de moldes es aconsejable tener una placa de base adicional, pues se requieren dos placas en el momento de invertir el molde durante la preparación del espécimen.

2) Un disco separador de 15 cm (5 15/16 pulg) de diámetro y 6.3 cm (2.5 pulg) de altura, para insertarlo como fondo falso en el molde cilíndrico, durante la compactación.

.../...

3) Un compactador semejante al utilizado en la prueba de compactación AASHO Modificada [4.54 kg (10 libras) de peso y 5.1 cm (2 pulg) de diámetro en la superficie de golpeo].

4) Vástago ajustable y placa perforada, trípode y micrómetro con aproximación al 0.0025 de centímetro (0.001 pulg) para medir la expansión del suelo.

5) un anillo con peso de 2.27 kg (5 lb) y varias pesas de un diseño especial, de 2.27 kg (5 lb) de peso cada una, adecuadas para ser aplicadas como sobrecarga en la superficie del suelo, durante el proceso de saturación y de penetración.

6) Pistón de penetración de 4.9 cm (1.92 pulg) de diámetro y aproximadamente 10 cm (4 pulg) de longitud.

7) Máquina de prueba o gato de tornillo con su marco especial, que pueden usarse cualquiera de los dos, para introducir el pistón en el espécimen con una velocidad de 0.127 cm/min (0.05 pulg por minuto).

8) Equipo general de laboratorio, como charolas para mezclado, espátulas, enrasadores, balanzas, tanque de saturación, cápsulas para determinación de contenido de agua, horno, etc.

^b IX-7.3 Preparación de probetas remoldeadas.

El procedimiento es tal que los valores de ~~CSA~~ ^{V.R.S.} se obtienen a partir de especímenes de prueba que posean el mismo peso específico y contenido de agua que se espera encontrar en el campo. Por lo general, para la

.../...

mayoría de los materiales, la condición crítica del prototipo es cuando ha absorbido la cantidad máxima de agua. Por ese motivo y con el fin de obtener un resultado conservador, el diseño de ~~ESPA~~ ^{V.P.S.} adoptado por el Cuerpo de Ingenieros de los E.U.A., es el ~~ESPA~~ ^{V.P.S.} obtenido después de que los especímenes han sido sumergidos en agua un período de cuatro días. Durante este tiempo se confinan en el molde por medio de una sobregarca igual al peso del pavimento que actuará sobre el material. El procedimiento que se da a continuación se ha formulado como resultado de los estudios hechos y deberá seguirse por lo general.

1) Se seca la muestra hasta que se pueda desmoronar. El secado deberá hacerse al aire libre o bien empleando el horno siempre y cuando la temperatura de la muestra no exceda de 60°C. En seguida se rompen los grumos, teniendo cuidado de no triturar las partículas. Se quita el material cuyo tamaño es mayor de 1.9 cm (3/4 pulg), reemplazándolo por una cantidad igual de material cuyos tamaños están comprendidos entre las mallas No. 4 y de 3/4 de pulg, mezclando completamente la muestra.

2) El método de compactación usado es, en general, una prueba dinámica tipo Proctor.

Las modificaciones hechas por el Cuerpo de Ingenieros incluyen cambios en el peso del pisón compactador de 2.5 kg (5.5 lb) a 4.54 kg (10 lb), altura de caída del compactador de 45.8 cm (18 pulg) en lugar de 30.5 cm (12 pulg), compactación de las probetas en el molde en cinco capas iguales ligeramente menores de 2.54 cm (1 pulg) cada una, en lugar de tres capas iguales; se dan 55 golpes por capa, usándose agregados hasta 1.9 cm (3/4 pulg) de tamaño. Todo material mayor de ese tamaño, es separado y reemplazado por una cantidad igual de material comprendido entre las mallas No. 4 y 3/4 de pulg. Ningún material se vuelve a utilizar. El molde se coloca sobre un piso o pe-

destal de concreto durante la compactación.

Se compacta un número suficiente de especímenes con variación en su contenido de humedad, con el fin de establecer definitivamente el contenido de agua óptimo y el peso volumétrico máximo. Si las características de compactación del material son perfectamente conocidas, será suficiente compactar cuatro o cinco especímenes con contenidos de agua dentro de un intervalo de más o menos dos por ciento del contenido de agua óptimo. Dichos especímenes se preparan con diferentes energías de compactación, de manera que normalmente se usan la energía Proctor estándar, la Proctor modificada y una energía aún inferior a la Proctor estándar.

Se tienen así especímenes que con contenidos de agua diferentes alcanzan distintos pesos volumétricos secos, con lo que se puede estudiar suficientemente la variación del ^{V.P.S.} ~~W.P.S.~~ con estos dos factores, que son los que lo afectan principalmente. La altura de caída del compactador deberá controlarse cuidadosamente, así como distribuir los golpes uniformemente sobre el espécimen.

Los resultados se dibujan en un diagrama de contenidos de humedad contra peso volumétrico, trazándose una curva que pase por los puntos obtenidos.

3) El molde con la extensión de collarín se fija a la placa de base, insertándose un disco separador sobre dicha placa. En la parte superior del disco se coloca un papel filtro grueso o una malla de alambre fina.

4) Las muestras deberán compactarse para la prueba de ^{V.P.S.} ~~W.P.S.~~ utilizando el mismo procedimiento descrito en el inciso 2 de esta sección, usando los esfuerzos de compactación y los contenidos de agua recomendados en la sección ^b X-7.6. Después de compactar la muestra, se quita el collarín, cortándose

.../...

el espécimen, se coloca sobre la superficie superior una malla o un papel filtro grueso y una placa de base perforada se fija a la parte superior del molde. Se invierte el molde, quitándose la placa de base que se encontraba en el fondo, así como el separador, determinándose el peso volumétrico.

5) Se coloca el vástago ajustable a la placa sobre la superficie del molde, aplicando una pesa en forma de anillo, con el fin de producir una intensidad de carga igual al peso del material del pavimento con 2.27 kg (5 lb) de más o menos, pero en ningún caso el peso será menor de 4.54 kg (10 lb). Sumérgase el molde con las pesas en agua, para permitir el libre acceso del agua por arriba y por abajo del espécimen, tomando medidas iniciales para determinar la expansión y dejando que se humedezca durante cuatro días. Se puede permitir un período menor de inmersión para suelos permeables, si es aparente que se ha conseguido el contenido de agua máximo. Al final se toman medidas de la expansión, calculándose ésta como un porcentaje de la altura del espécimen.

6) Quítase al agua superficial, y permítase el drenado del espécimen durante quince minutos. Se debe tener cuidado de no alterar la superficie del espécimen durante la remoción del agua libre, para lo cual es necesario inclinar los especímenes. Se retiran tanto la placa perforada como los pesos de sobrecarga y se pesa el espécimen, quedando este último listo para la prueba de penetración.

^b
IX-1.4 Prueba de penetración.

Debido a que el procedimiento de prueba que se usa actualmente es el mismo para todos los tipos de especímenes, no será necesario repetirlo al referirse a cada tipo de suelo en particular. El procedimiento descrito en

.../...

los siguientes párrafos es aplicable también a las pruebas inalteradas y de campo, una vez que la superficie de prueba haya sido preparada.

1) Se aplica una sobrecarga sobre todos los suelos, que sea suficiente para producir una intensidad de carga igual al peso del material del pavimento (con \pm 2.27 kg de aproximación), pero no menor de 4.54 kg (10 lb). Si la muestra ha sido saturada previamente, la sobrecarga deberá ser igual a la colocada durante el período de saturación. Para evitar el empuje hacia arriba del suelo dentro del agujero de las pesas de sobrecarga, es conveniente colocar un disco con perforación circular de 2.27 kg (5 lb) de sobrecarga sobre la superficie del suelo antes de la colocación del pistón y de la aplicación de los pesos restantes.

2) Colóquese el pistón de penetración con una carga de 4.54 kg (10 lb) y pónganse los medidores de deformación y de esfuerzo en cero. Esta carga inicial es indispensable para asegurar un asentamiento satisfactorio del pistón, debiendo considerarse como carga cero cuando se determina la relación presión - penetración.

3) Se aplica carga sobre el pistón de penetración de manera que la velocidad de aplicación sea aproximadamente de 0.127 cm/min (0.05 pulg/min). Obténganse lecturas de carga a 0.063, 0.127, 0.190, 0.25, 0.51, 0.76, 1.02, 1.27 cm (0.025, 0.05, 0.075, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 y 0.5 pulg) de deformación. En los dispositivos de carga operados manualmente, puede ser necesario tomar lecturas de carga con intervalos más pequeños, para controlar la velocidad de penetración.

4) Se determina el contenido de agua en la capa superior con un espesor de 2.5 cm (1 pulg) y, en el caso de pruebas de laboratorio, también

.../...

un contenido de agua promedio, para la profundidad completa de la muestra.

5) Se calcula la presión aplicada por el penetrómetro y se dibuja la curva esfuerzos-penetración. Para obtener las presiones reales de penetración a partir de los datos de la prueba, el punto cero de la curva se ajusta para corregir las irregularidades de la superficie, que afectan la forma inicial de la curva. ~~La corrección se debe hacer de la siguiente manera:~~

6) Se determinan los valores de presión corregidos para 0.25 y 0.51 cm (0.1 y 0.2 pulg) de penetración, a partir de los cuales se obtienen los valores de ~~C.S.R.~~ ^{V.R.S.} dividiendo estas presiones entre las estándar de 70 y 105 kg/cm² (1,000 y 1,500 lb/pulg² respectivamente). Se multiplica cada relación por 100 para obtener la relación en porcentaje. Por lo general el ~~C.S.R.~~ ^{V.R.S.} se selecciona para 0.25 cm (0.1 Pulg) de penetración. Si el ~~C.S.R.~~ ^{V.R.S.} para 0.51 cm (0.2 pulg) de penetración es mayor que el correspondiente al anterior deberá repetirse la prueba. Si la prueba de comprobación da resultados similares, deberá usarse el ~~C.S.R.~~ ^{V.R.S.} para 0.51 cm (0.2 pulg).

^b
IX-7.5 Datos y resultados de la prueba

Los datos y resultados de la prueba que deberán suministrarse con los siguientes:

- 1) Procedimiento de compactación.
- 2) Esfuerzo de compactación.
- 3) Contenido de humedad al fabricar el espécimen.
- 4) Peso específico.

.../...

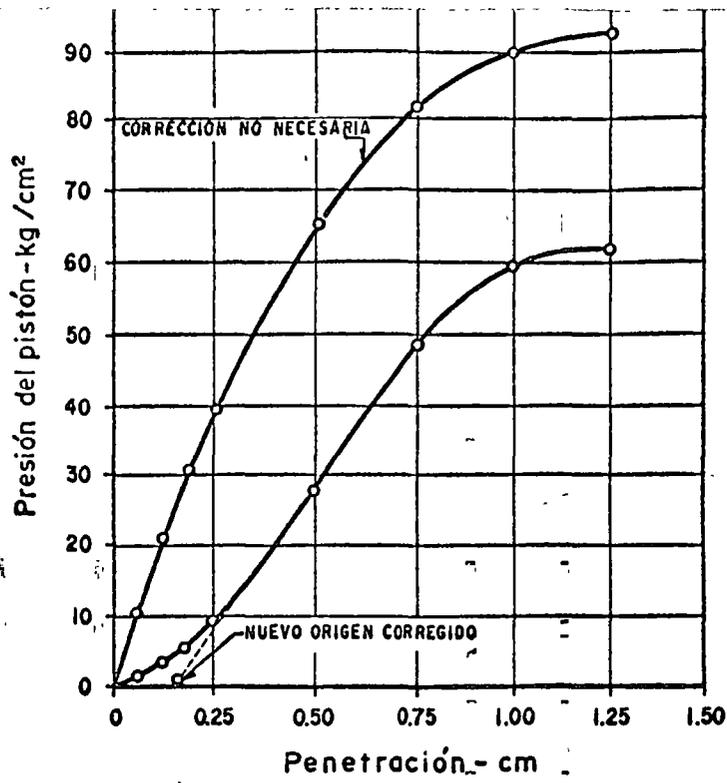


Fig.- IX-b.1 Gráfica Presión - Penetración en una prueba de V.R.S.

- 5) Sobrecarga de saturación y de penetración.
- 6) Expansión de la muestra.
- 7) Contenido de humedad después de la saturación.
- 8) Contenido de humedad óptima y peso específico máximo determinados mediante la prueba de compactación AASHO Modificada, descrita en la sección IX-^b2.3.
- 9) Curva Presión - Penetración. (Fig. IX-b.1)

— Entro Fig. IX-b.1

IX-^b2.6 Procedimiento de preparación de muestras remoldeadas.

En el ensaye de especímenes remoldeados por el método de California, todas las capas subrasantes y bases han sido agrupadas en tres clases - con respecto al comportamiento durante la saturación:

a) Arenas sin cohesión y gravas, b) suelos cohesivos, y c) suelos clasificados como GW, GP, SW_c y SP. En el segundo grupo están por lo general los suelos clasificados como GM, GC, SM, SC, ML, CL y OL. Los suelos de alta expansión comprenden por lo general a los clasificados como MH, CH, y OH. Se dan procedimientos por separado para cada uno de estos grupos.

Grupo incluye por lo general suelos de gran expansión. El primer

a) Arenas sin cohesión y gravas

Por lo general los suelos sin cohesión se compactan fácilmente mediante rodillos especiales o por medio del tránsito hasta su peso específico máximo especificado por el método AASHO Modificado; prueba que se efectúa -- danto 55 golpes por capa y con un contenido de agua correspondiente a la saturación de la muestra para obtener el peso volumétrico máximo. Si la saturación no baja al ^{V.R.S.} ~~35%~~ de una arena sin cohesión y grava, podrá ser omitida en las pruebas posteriores del mismo material.

.../...

b) Suelos cohesivos

Los suelos de este grupo se ensayan de manera de obtener datos - que mostrarán su comportamiento sobre un intervalo completo de contenidos de humedad anticipados para muestras representativas. Las curvas de compactación se desarrollan para 55, 25 y 10 golpes por capa, sumergiendo y penetrando cada espécimen, con el fin de obtener una familia completa de curvas que muestran la relación entre el peso específico, contenido de agua y ~~W.P.~~ ^{V.R.S.}. Como ayuda para determinar la validez de los datos de compactación se dibujan sobre un papel semilogarítmico el peso específico máximo contra la energía de compactación (trabajo por unidad de volumen); los puntos así obtenidos dan, por lo general, una línea recta.

c) Suelos expansivos

Los procedimientos de prueba para suelos de gran expansión son los mismos que los descritos antes para suelos cohesivos. Sin embargo, los objetivos del programa de prueba no son exactamente los mismos. Las pruebas que se realizan en suelos expansivos tienen como finalidad la determinación del contenido de humedad y el peso volumétrico que producen la expansión mínima. El contenido de humedad y el peso volumétrico apropiados para este caso no son necesariamente los valores óptimos obtenidos a través de la prueba AASHO Modificada. Por lo general la expansión mínima y el máximo ~~W.P.~~ ^{V.R.S.} saturado ocurren para un contenido de humedad ligeramente mayor que el óptimo. Cuando se ensayan suelos que se expanden con facilidad, puede ser necesario que se requiera la preparación de muestras para un intervalo más amplio de humedad y pesos volumétricos que los utilizados normalmente, con el objeto de establecer la relación entre el contenido de humedad, el peso volumétrico, la expansión y el ~~W.P.~~ ^{V.R.S.} en un suelo determinado.

.../...

Un cuidadoso estudio de los resultados de la prueba, hecho por un ingeniero experimentado, permitirá seleccionar el contenido de humedad y el peso volumétrico adecuados para llenar los requisitos del campo. Debe hacerse notar que existe la posibilidad de que el espesor de diseño esté gobernado en algunos casos por los requisitos de compactación en lugar del ~~S.P.R.~~ ^{V.R.S.}

^b IX-A.7 Procedimiento para preparación de muestras inalteradas.

Las pruebas en muestras inalteradas se usarán en el diseño, cuando no se requiere compactación y para correlacionar las pruebas en el campo, con el contenido de agua del momento, con el resultado que darán esas muestras con el contenido de agua de diseño. Para esta última condición se deberán ensayar especímenes por duplicado, uno con la humedad de diseño y otro con la del lugar, para determinar la correlación necesaria para interpretar las pruebas en el lugar. En este caso, la reducción en el ~~S.P.R.~~ ^{V.R.S.} que acontece durante el humedecimiento, deberá aplicarse como una corrección de las pruebas de campo.

Si se quieren reducir al mínimo las alteraciones del espécimen deberá operarse con sumo cuidado y una paciencia considerable. Utilizando cilindros de acero, cubiertas metálicas galvanizadas flexibles y desplegadas o cajas diseñadas exprofeso se pueden tener muestras inalteradas satisfactoriamente. Si no se coloca un soporte lateral adecuado en los lados de la muestra, se obtendrán valores variables de ~~S.P.R.~~ ^{V.R.S.} En materiales finamente graduados el uso de moldes y cubiertas metálicas es satisfactorio. El espacio anular que se encuentra alrededor de la muestra (cortada o labrada de un pedestal) puede llenarse con parafina o con una mezcla de parafina y 10% de resina, con el objeto de ofrecerle un soporte. Para suelos gruesos (grávicos)

.../...

el método de la caja es recomendable. La muestra se cubre con papel encerado o parafina con el fin de evitar la pérdida de humedad durante el transporte - al laboratorio.

Las pruebas de saturación o de penetración se llevan a cabo, como se explicó anteriormente, después de que se quita el papel o la parafina del extremo del espécimen, en el caso de moldes o cubiertas metálicas, o bien después de que la superficie de la caja de muestras es nivelada con una delgada capa de arena si es necesario. Los cálculos y los resultados de las pruebas se reportarán como se indicó antes.

^b
X-~~A~~.8 Prueba de campo

La prueba de campo es, bajo ciertas condiciones, una prueba satisfactoria para determinar la capacidad de soporte de un material en el lugar. Básicamente el aspecto que corresponde a la penetración en esta prueba es el mismo que se describió en la sección X-^b2.4.

La prueba de campo puede usarse en cualquiera de las condiciones que a continuación se citan:

a) Cuando el peso volumétrico en el lugar y el contenido de humedad son tales que el grado de saturación es de 80% o mayor.

b) Cuando el material es de partículas gruesas y sin cohesión, de manera que no se vea afectado por los cambios del contenido de humedad.

c) Cuando el material ha estado colocado en el lugar por varios años; en estos casos el contenido de agua puede fluctuar dentro de un intervalo reducido, considerándose que la prueba de campo arroja un índice satisfactorio de la capacidad de soporte.

.../...

Anexo IX-c

Pruebas de Hveem

IX-c.1 Introducción.

El método para el diseño de espesores de pavimentos desarrollado por F. N. Hveem se basa en la determinación de las características de resistencia de los materiales que formarán el pavimento, mediante las pruebas de laboratorio que se describen a continuación.

IX-c.2 Determinación de la presión de expansión y del valor ^R de suelos y mezclas de suelos.

a - Generalidades.

Este procedimiento de prueba se recomienda realizar en suelos que vayan a ser utilizados en bases, subbases o subrasantes de una obra vial.

b - Equipo de Prueba.

1. ~~a.~~ Compactador mecánico con accesorios.
2. ~~b.~~ Una máquina de compresión con capacidad mínima de 5 Ton.
3. ~~c.~~ Molde de compactación de 10.16 cm (4") de diámetro interior, por 12.70 cm (5") de altura.
4. ~~d.~~ Disco de hule de 10.16 cm (4") de diámetro.
5. ~~e.~~ Extensión metálica de 10.1 cm (3 31/32") de diámetro, por 12.5 cm (5") de altura.
6. ~~f.~~ Aparato de exudación.
7. ~~g.~~ Disco de bronce perforados y de papel filtro.
8. ~~h.~~ Aparato para presión de expansión con sus accesorios (Fig. --

IX-16

.../...

9. ~~9.~~ Anillo de pruebas que tenga una deformación de 0.001 cm por kg.
10. ~~10.~~ Estabilómetro de Hveem con sus accesorios (Fig. IX-15)
11. ~~11.~~ Cilindro metálico hueco de 10.16 cm (4") de diámetro por 15.24 cm (6") de altura.
12. ~~12.~~ Extensómetros, una llave Allen, balanza, charolas, cucharones y espátulas.

c - Preparación de los especímenes de suelo.

1. Se prepara el suelo para la prueba separando de los agregados gruesos las partículas finas adheridas a éstos ^{se} y ~~disgregan~~ los grumos de arcilla para que pasen la malla No. 4.

2. Se ajusta la granulometría del suelo cuando parte del material se retenga en la malla de 19.1 mm (3/4"), según lo siguiente; cuando el 75% o más pase la malla citada, se usa la parte de la muestra que pase dicha malla. Si menos del 75% de la muestra pasa la malla, se utiliza la fracción de la muestra que pasa la malla de 25.4 mm (1").

3. Se mezcla perfectamente una cantidad suficiente para formar un espécimen compactado de 10.16 cm (4") de diámetro por 6.35 cm (2.5") de altura con una cantidad de agua del orden de 1/2 a 2/3 de la requerida para saturarlo. Se coloca la muestra en un frasco cubierto y se deja reposar 12 horas; en seguida se agrega una cantidad de agua suficiente para saturarla.

4. Se compacta el suelo en el molde por medio del compactador mecánico de la siguiente manera:

.../...

- Se coloca el molde en su dispositivo de sujeción, insertando el disco de hule en la base del molde.
- Se pone en movimiento el compactador, ajustando la presión de aire a 1.05 kg/cm^2 (15 lb/pulg^2).
- Se vierte el material dentro del molde dividiéndolo en 20 partes iguales y de tal forma de colocar una parte por cada golpe del compactador.
- Terminada la operación anterior se aplican 10 golpes del compactador para asentar y nivelar el material.
- Se coloca el disco de hule sobre la parte superior del espécimen y se aplican 100 golpes usando una presión de aire calibrada para obtener una presión en el pistón de 24.5 kg/cm^2 (350 lbs/pulg^2).
- Si antes de los 100 golpes aparece agua libre alrededor de la base del molde, pare inmediatamente el compactado de la muestra y anota el número de golpes aplicado.

5. Se determina la presión de exudación del espécimen compactado de la siguiente manera:

- Se quita el molde del compactador mecánico, se nivela y se alisa la superficie compactada del espécimen por medio de una barra de extremo plano.
- Se coloca el disco perforado de bronce sobre la parte superior del espécimen compactado en el molde y sobre él, una pieza de papel filtro.
- Se invierte el molde de tal manera que el papel filtro quede en el fondo y se coloca sobre la placa de contacto del aparato de exudación.

.../...

- Se coloca, la placa de contacto con el molde que contiene al espécimen, sobre la platina de la máquina de compresión, centrando el sistema para obtener una aplicación de cargas uniforme. Se coloca la extensión metálica sobre la parte superior del espécimen y se hace bajar a éste hasta la placa de contacto. Enseguida baja la cabeza de la máquina de compresión hasta su ajuste con la extensión metálica.

- Se aplica sobre el espécimen una carga que se incrementa a una velocidad de 910 kg por minuto (2000 lbs/min). Se registra como presión de exudación la que se tenga cuando se prendan cinco de las seis luces exteriores del aparato de exudación. Sin embargo, si aparece agua libre alrededor de la base del molde y se prenden tres luces cuando menos, se registra la carga en ese momento y se calcula la presión de exudación. --

Los focos luminosos están conectados individualmente por dos alambres conductores a la parte superior de la muestra, cuando el agua aflora, se establece el contacto entre las terminales de los alambres a través del agua, encendiéndose los focos.

6. Tomando como guía los resultados obtenidos en el espécimen anterior, se preparan tres más con diferentes contenidos de agua, de manera de tener un rango de presiones de exudación entre 7 kg/cm^2 (100 lbs/pulg^2) y 56 kg/cm^2 (800 lbs/pulg^2). Estos especímenes se someterán luego a la prueba de expansión y del estabilómetro.

d) Prueba de presión de expansión.

1. Se deja en reposo el espécimen, cuando menos media hora después de terminar la prueba de exudación.

.../...

2. Se coloca el extensómetro sobre la barra superior del dispositivo de presión de expansión.
3. Se coloca el vástago y el disco perforado sobre la cara del espécimen compactado en el molde. Coloque el molde dentro del aparato de presión de expansión.
4. Se le dan vueltas a la placa giratoria hasta que se genere en el espécimen una deformación por sobrecarga de 0.002 cm (0.001").
5. Se ~~coloca~~ ^{ponen} aproximadamente 200 cm³ de agua en el molde sobre el espécimen y déjese que se desarrolle la presión de expansión durante 16 horas.
6. Al final del tiempo de saturación, léase la deformación de la barra de acero con una aproximación de 0.00025 cm (0.0001"). Cuando la deformación es mayor de 0.025 cm (0.01"), el aparato de presión de expansión deberá ser recalibrado.

7. Se determina la presión de expansión usando la siguiente expresión:

$$p_e = Kd$$

donde:

p_e = presión de expansión mostrada por el suelo en kg/cm².

k = constante de calibración de la barra de acero.

(kg/cm² por 0.00025 cm).

d = deformación en 0.00025 cm (0.0001 pulg) leída en el extensómetro.

e) Prueba del Estabilómetro.

1. Después de la prueba de expansión, se elimina el agua del molde que contiene al espécimen y con ayuda de la extensión metá-

lica se pasa la muestra al estabilómetro.

2. Se coloca la extensión metálica sobre el espécimen y se pone en posición el conjunto en la máquina de compresión.
3. Se baja la cabeza de la máquina de compresión hasta su ajuste con la extensión metálica.
4. Se aplica una presión horizontal de 3.5 kg/cm^2 (5 lbs/pulg^2) al espécimen por medio de la bomba del aparato.
5. Se aplica una carga vertical usando una velocidad de movimiento de la extensión de 0.12 cm por minuto ($0.05''$ ~~0.05~~/min).
6. Se registra la presión horizontal cuando la carga vertical es 910 kg (11.2 kg/cm^2).
7. Se para la carga a los 910 kg ($2\ 000 \text{ lbs}$) y se reduce inmediatamente a 455 kg ($1,000 \text{ lbs}$). Con la bomba del estabilómetro se reduce la presión horizontal a 0.35 kg/cm^2 (5 lbs/pulg^2), esto hará que la carga vertical sufra una reducción adicional que deberá ignorarse.
8. Se le da vueltas a la manivela de la bomba, hasta aumentar la presión horizontal de 0.35 kg/cm^2 (5 lbs/pulg^2) a 7 kg/cm^2 (100 lbs/pulg^2). Se anota el número de vueltas necesario para cumplir lo anterior; dicha cantidad es el desplazamiento D en vueltas del espécimen.
9. El valor R (resistencia) se calcula con la ~~siguiente~~ expresión $(9 - 4)$.

IX-c.3 Determinación del valor de cohesión metro.

a. Generalidades.

.../...

La prueba del cohesiómetro proporciona una medida de la resistencia a la tensión de una mezcla asfáltica compacta, un suelo cementado o cualquier mezcla de agregados. Generalmente en el caso de materiales con poca cementación no se efectúa la prueba, sino que se les asignan valores de cohesiómetro atendiendo a la experiencia que existe al respecto.

b. Equipo de prueba.

1. ~~x~~. Cohesiómetro con equipo completo (Fdg. IX-17).
2. ~~y~~. Termómetro.
3. ~~z~~. Balanza de 10 kg de capacidad y un gramo de aproximación.

c. Procedimiento de prueba.

1. Las pruebas de cohesiómetro se realizan en los especímenes -- empleados previamente en el estabilómetro.
2. Se coloca la muestra durante dos horas en un horno a 60°C.
3. Se calibra el dispositivo del cohesiómetro de tal forma que los perdigones fluyan sobre el cubo receptor situado en el extremo del brazo de palanca a un ritmo de 1800 ± 20 gr por minuto.
4. Se ajusta la unidad de calentamiento de la cámara del cohesiómetro para mantener una temperatura de 60°C.
5. Se fija el sistema con el seguro. Se saca la probeta del horno y se sujeta firmemente en posición centrada y con las placas superiores paralelas a la cara superior de la probeta. Se deja que la temperatura en la cámara del cohesiómetro alcance 60°C ± 1° antes de comenzar el ensayo.

.../...

6. Se libera el sistema quitando el seguro y se permite a los perdigones caer en el cubo receptor, dejando que esta caída continúe ^{hasta} la ruptura del espécimen en la probeta, indicada por un descenso repentino de la palanca.
7. En el caso de que el espécimen sea flexible o dúctil, más bien que quebradizo, se detiene la caída de los perdigones cuando el extremo de la palanca ha bajado de la horizontal 12 mm.
8. Se pesan con error menor de un gramo los perdigones recogidos en el cubo receptor y se anota este peso.

d. Cálculo.

El valor de cohesiómetro se calcula con la fórmula (9 - 5) mencionada en el cuerpo de este Capítulo.

Referencias Capítulo IX

- 1 - Aguirre, L. M., Rico, A., Sanchez, D. y Sosa, R.- Proyecto de espesores - de pavimentos flexibles en carreteras y aeropistas.- Ponencia presentada al Seminario de Terracerías y Pavimentos de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1972.
- 2 - Secretaría de Obras Públicas.- Especificaciones Generales de Construcción.- Parte Octava (Libro I).- Segunda Edición.- Publicaciones de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1971.
- 3 - Padilla Corona, E.- Estudio del comportamiento de pavimentos flexibles - en tramos representativos de la red nacional.- Publicación del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas.- México, D. F., 1972.
- 4 - Ratnarajah, A.- The effect of Climatic Factors on Benkelman Beam Deflections in the Melbourne Area of Victoria, Australia.- III Congreso Internacional sobre proyecto estructural de pavimentos asfálticos.- Vol. I.- Londres, 1972.
- 5 - Corro, S y Prado, G.- Análisis del comportamiento estructural de pavimentos flexibles en la pista circular. Experimentación 1971 - 1972.- Publicación del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, D. F., 1972.
- 6 - Yoder, E.J.- Principles of Pavement Design.- Capítulo 2.- John Wiley and Sons Inc.- 1967.

.../...

- 7 - Juarez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II.- Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Capítulo X.- Editorial Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.
- 8 - Hveem, F. N. y Sherman, G.B.- California Method for the Structural Design of Flexible Pavements.- California División of Highways.- Materials and Research Department.- Sacramento, Calif., 1958.
- 9 - Juarez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II^o.- Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Capítulo ^{II} ~~IX~~.- Editorial Limusa-Wiley.- México, D. F., 1973.
- 10 - Burmister, D.M.- The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airports Runways.- Proc. Highway Research Board.- Vol. 23.- 1943.
- 11 - Burmister, D.M.- The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems.- Journal of Applied Physics.- Vol. 16.- 1945.
- 12 - Burmister, D.M.- Evaluation of Pavement Systems of the WASHO Road Test by Layered Systems Methods.- Highway Research Board.- Boletín 177.- 1958.
- 13 - Yoder, E.J. Principles of Pavement Design.- Capítulo 4.- John Wiley and Sons, Inc.- 1957.
- 14 - Flexible Pavement.- Structural Section Design Guide for California Cities and Counties.- County Engineers Association of California.- Sacramento, Calif.- 1968.

- 15 - Corro, S.- Diseño de pavimentos flexibles. Comportamiento de tramos experimentales.- Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM.- No. 240.- Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas.- México, D. F., 1970.
- 16 - Irick, P.E. y Hudson, W.R.- Guidelines for Satellite Studies of Pavement Performance.- National Cooperative Highway Research Program.- No. 2 A.- National Academy of Sciences.- Washington, 1964.
- 17 - Hveem, F. N.- Types and Causes of Failure in Highway Pavements.- California Division of Highways.- Materials and Research Department.- Sacramento, Calif., 1958.
- 18 - Chu, T.Y., Humphries, W.K. y Chen, S. N.- A Study of Subgrade Moisture Conditions in Connection with the Design of Flexible Pavement Structures.- -- Tercer Congreso Internacional de Diseño Estructural de Pavimentos Asfálticos.- Vol. I.- Londres, 1972.
- 19 - McCullough, B.F.- Distress Mechanism General.- Highway Research Board.- -- Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems.- Special Report -- 126.- Washington, D.C, 1971
- 20 - Moavenzadeh, F.- Damage and Distress in Highway Pavements.- Highway Research Board.- Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems.- Special Report 126.- Washington, D.C., 1971.
- 21 - Juarez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II.- Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Capítulo I.- Editorial Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.

- 22 - Porter, O.J.- The Preparation of Subgrades.- Proc. Highway Research Board.- Vol. 18.- 1938.
- 23 - U.S. Army Corps of Engineers.- Revised Method of Thickness Design for Flexible Highway Pavements at Military Installations.- Reporte ^{Técnico} No. 3.- - - - 1961.
- 24 - Hank, R.J. y Scrivner, F.H.- Some Numerical Solutions of Stresses in two - and three - Layered Systems.- Proc. Highway Research Board.- Vol. 28.- - 1948.
- 25 - Fox, L.- Computation of Traffic Stresses in a Simple Road Structure.- II Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Rotterdam, 1948.
- 26 - Jones, A.- Tables of Stresses in Three-Layer Elastic Systems.- Highway - Research Board.- Boletín No. 342.- 1962.
- 27 - Jeuffroy, G. y Bachelez, J.- Note on a Method of Analysis for Pavements.- Proc. Ann Arbor Conference.- Universidad de Michigan.- Ann Arbor Mich., - 1962.
- 28 - Sowers, G.F. y Vessic, A.B.- Vertical Stresses in Subgrades Beneath Statically Loaded Flexible Pavements.- Highway Research Board.- Boletín No. 342.- 1962.
- 29 - Ashton, J.E. y Moavenzadeh, F.- Analysis of Stresses and Displacements in a Three - Layered Viscoelastic System.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.

..../...

- 30.- Huang, Y.H.- Stresses and Displacements in Visco - elastic Layered Systems under Circular Loaded Areas.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.
- 31 - Ishibara, K. y Kimura, T.- The Theory of Visco - elastic Two - Layer Systems and the Conceptions of its Application to the Pavement Design.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.
- 32 - Perloff, W.H. y Moavenzadeh, F.- Deflection of Visco - elastic Medium due to a Moving Load.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.
- 33 - Jones, A.- The Calculation of Stress, Strain and Displacements in Layered Systems having Constant and Variable Elastic Parameters.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.
- 34 - Hicks, R.G. y Monismith, C.L.- Prediction of the Resilient Response of Pavements Containing Granular Layers using non - linear Elastic Theory.- Memoria de la III Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Londres, 1972.
- 35 - Moavenzadeh, F y Elliott, J. F.- A Stochastic approach to Analysis and Design of Highway Pavements.- Memoria de la III Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Londres, 1972.

- 36 - De Barros, S. T.- A Critical Review of Present Knowledge of the Problem of Rational Thickness Design of Flexible Pavements.- Highway Research - Board Record No. 71.- 1965.
- 37 - Finn, F. N., Keshavan Nair y Monismith, C.L.- Applications of Theory in -- the Design of Asphalt Pavements.- Memoria de la III Conferencia sobre di seño estructural de pavimentos asfálticos.- Londres, 1972.
- 38 - Yoder, E. J.- Principles of Pavement Design.- Cap. 8.- John Wiley and -- Sons, Inc.- 1967.
- 39 - The asphalt Institute.- Soils Manual. MS - 10.- College Park, Maryland, 1963.
- 40 - Yoder, E. J.- Principles of Pavement Design.- Cap. 15.- John Wiley, and - Sons, Inc.- 1967.
- 41 - Kansas State Highway Commission.- Design of Flexible Pavements using the Triaxial Compression Test.- Highway Research Board.- Boletín No. 8.- -- 1947.
- 42 - California Division of Highways.- Materials Manual. Testing and Control_ Procedures.- Vol. 1.- Materials and Research Department.- Sacramento, - Cal., 1964.
- 43 - Texas Highway Department.- Manual of Testing Procedures.- Prueba 117E. Vol. 1.- Austin, Texas, 1966.

.../...

- 44 - Yoder, E. J.- Principles of Pavement Design.- Cap. 14.- John Wiley and Sons, Inc.- 1967.
- 45 - Development of C.B.R. Flexible Pavement Design Methods for Airfields.- Memorias del ASCE, Vol. 115.- 1950.
- 46 - U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE.- Mathematical Expression of CBR Relations.- Technical Manual No. 3 - 441.- Vicksburg, Miss.- 1956.
- 47 - U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE.- Developing A Set of CBR Design Curves.- Instruction Report No. 4.- Vicksburg, Miss.- -- 1969.
- 48 - Hveem, F. N. y Carmany, R.M.- The Factors Underlying a Rational Design of Pavements.- Proc. Highway Research Board.- 1948.
- 49 - McLeod, N.W.- Flexible Pavements Thickness Requirements - Proc. Association of Asphalt Paving Technologists.- Vol. 25.- 1956.
- 50 - The Asphalt Institute.- Thickness Design. Full Depth Asphalt Pavement Structures for Highways and Streets.- Manual Series No. 1.- College Park, Maryland, 1969.
- 51 - Nascimento, U., Seguro, J.M., Da Costa, E. y Sequeira, P.- A Method of Designing Pavements for Roads and Airports.- V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Paris, 1961.

.../...

52 - Ivanov, N., Krivisski, A., Tcherkassov, I., Babkov, V. y Biroulia, A.-
Certains aspects de la mécanique des chaussées souples.- V. Congreso -
Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol.
II.- Paris, 1961.

Major Highways - III Congreso Internacional sobre

53 - Krivisski, A.- Design of Flexible Pavements for Diseño Estructural de --
Pavimentos Asfálticos.- Vol. I.- Londres, 1972.

54 - Brown, S. F. y Pell, P.S.- A Fundamental Structural Design Procedure for
Flexible Pavements.- III Congreso Internacional sobre Diseño Estructural
de Pavimentos Asfálticos.- Vol. I.- Londres 1972.

55 - Highway Research Board.- Pavement Rehabilitation. Materials and Techni-
ques.- NCHRP Synthesis 9 - 1972.

56 - California División of Highways - Materials Manual Testing and Control -
Procedures.- Test Method No. Calif. 356 - A, Materials and Research De-
partment.- Sacramento, Cal., 1969.

57 - Department of Transport.- Airport Development Engineering Planning and -
Construction Manual.- Section I.- Design and Evaluation of Flexible and -
Rigid Pavements.- Ottawa, 1969.

58 - International Civil Aviation Organization.- Aerodromes, Air Routes and -
Ground Aids División.- Aerodrome Manual.- Parte IV.- Documento 7920 - AN/
865.

59 - The Asphalt Institute.- Asphalt Overlays and Pavement Rechabilitation.-
Manual Series No. 17.- College Park, Maryland, 1969.

.../...

- 60 - Kassiff, G., Livneh, M. y Wiseman, G.- Pavements on Expansive Clays.-
Jerusalem Academic Press.- Jerusalem, 1969
- 61 - Williams, A.A.B.- The Deformation of Roads Resulting from Moisture -
Changes in Expansive Soils in South Africa.- Moisture Equilibria and
Moisture Changes in Soils beneath covered Areas.- Butterworths Ed.-
Australia, 1966.
- 62 - Skempton, A.W.- The Colloidal Activity of Clays.- Memoria del III --
Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimenta-
ciones.- Vol. I.- Zurich, 1953.
- 63 - Kassiff, G. y Holland, J.E.- The Expansive Properties of Dooen Clays-
as Applied to Buried Pipes.- Civ. Eng. Trans. of the Institution of -
Engineers. Australia.- Vol. C.E. 8.- 1966
- 64 - Holtz, W.G. y Gibbs, H.J. - Engineering Properties of Expansive Clays
-Trans. A.S.C.E.- Vol. 121.- 1957.
- 65 - McDowell, C.- Interrelationship of Load, Volume Change and Layer Thick-
ness of Soils to the Behavior of Engineering Structures.-Proc. HRB.- -
Vol. 35.- 1956.
- 66 - Seed, H.B., Richard, W.I. y Raymond, L.- Prediction of Swelling Poteng-
tial for Compacted Clays.-A.S.C.E. Journal of Soil Mechanics and Fun-
dations Division.- N° 88. SM 3 - 1962.
- 67 - Lambe, T.W.- The Character and Identification of Expansive Soils.- A-
Technical Studies Report, Federal Housing Administration (PHQ-201) -
Washington, D.C., 1960.

- 68-Seed, H.B., Mitchell, J.K. y Chan, C.K.- Studies of Swell and Swell Pressure Characteristics of Compacted Clay.- Boletín de H.R.B. No. 313.- Washington, 1962.
- 69 - Juarez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo III.- Flujo de Agua en Suelos.- Apéndice IV.- Ed. Limusa-Wiley.- México, D. F., 1969.
- 70 - Jennings, J. E.- The Theory and Practice of Construction on Partly Saturated Soils as Applied to South African Conditions.- International Conference on Expansive Clay Soils.- Texas, 1965.
- 71 - Baker, R. y Kassiff, G.- Mathematical Analysis of Swell Pressure with Time for Partly Saturated Clays.- Canadian Geotechnical Journal.- 5.No. 4.- 1968.
- 72 - Warkentin, B.P.- Water Retention and Swelling Pressure of Clay Soils.- Canadian Journal of Soil Science.- 42.No. 1.- Agricultural Institute of Canada.- 1962.
- 73 - Livneh, M., Kinsky, Y. y Zaslavsky, D.- The Relationships between the Suction Curves and the Consistency Limits.- Technion Research and Development Foundation.- Haifa, 1967. Citado en la Ref. 59.
- 74 - Chen, F. H.- The Basic Physical Property of Expansive Soils.- III Congreso Internacional sobre suelos expansivos.- Haifa, Israel, 1973.
- 75 - Vijayvergiya, V. N. y Ghazzaly, O. I.- Prediction of Swelling Potential for Natural Clays.- III Congreso Internacional sobre suelos expansivos.- Haifa, Israel, 1973.

.../...

76 - Merwe, C. P. van der y Ahronovitz, M.- The Behavior of Flexible Pavements on Expansive Soils in Rochesia.- III Congreso Internacional sobre Suelos_ expansivos.- Haifa, Israel, 1973.

77 - Harris, F.A.- Asphalt Membranes in Expressway Construction.- Highway Rese_ arch Board.- Boletín No. 7.- Washington, D. C., 1963.

78 - Blight, G.E. y De Wet, J. A.- The Acceleration of Heave by Flooding.- - - Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas.- Butterworth Press.- 1965.

79 Corro C., S.- Diseño Estructural de Carreteras con Pavimentos Flexibles. -- Gráficas de diseño. Publicación Técnica No. 322 del Instituto de Ingenieria - de la UNAM (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México). México, D. F., Octubre, 1973.



EVALUACION DE PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS EN MEXICO

Pavimentos Flexibles.

En la actualidad se utilizan dos métodos para la evaluación estructural de los pavimentos flexibles:

- a) Método LCN
- b) Viga Benkelman

a).- Método LCN.- Este método consiste en efectuar pruebas de placa sobre el pavimento en estudio y por medio del análisis de dichas pruebas, - determinar la capacidad estructural del pavimento en valores de LCN (Load Classification Number).

El equipo utilizado para transmitir la carga al pavimento consiste esencialmente de una plataforma lastrada a 100 toneladas métricas remolcada por un tracto-camión Dina de 335 HP (para proporcionar movilidad y autonomía al equipo de pruebas) y de un gato hidráulico de 200 toneladas (400,000 lbs.) de capacidad, que colocado entre la placa de 45 cm. (18 pulg) de diámetro sobre el pavimento y el aditamento especial de la plataforma, -- transmite las cargas al pavimento al ir levantando paulatinamente la plataforma.

El equipo de medición consiste en 3 micrómetros colocados sobre la placa y espaciados 120° entre sí, los cuales miden las deformaciones producidas

en el pavimento por las cargas aplicadas. Los micrómetros se suspenden de un elemento fijo consistente en un puente-armadura de 7.5 mts. de claro, quedando sus apoyos fuera de la zona de influencia de las cargas aplicadas a la placa. El dispositivo de medición de las cargas aplicadas a la placa, consiste en un manómetro acoplado al gato y previamente calibrados en laboratorio.

Para asegurar un estrecho contacto entre la placa de soporte y la superficie del pavimento, se pone primero una capa de poco espesor (aprox.0.5cm) de azufre fundido, el cual al enfriarse presentará una superficie uniforme y horizontal.

Antes de poner los micrómetros en cero se aplica una carga de asentamiento de 2300 Kg. aproximadamente (5,000 lbs.).

Después de haber puesto los micrómetros en cero se aplica una carga suficiente para producir una deformación de 1.25 mm. (0.05 pulg), aproximadamente en los micrómetros, anotándose los valores exactos de deformación y carga, una vez que se hayan estabilizado las deformaciones del pavimento bajo la carga.

A continuación se quita la carga aplicada y, después de estabilizados los micrómetros, se anotan las deformaciones remanentes.

A continuación se repite la carga 5 veces anotando las lecturas obtenidas. Al llegar a un total de 6 aplicaciones de la misma carga se toman las lec

turas de deformación y, en lugar de descargar, se incrementa la carga hasta obtener una deformación promedio de 2.5 mm (0.10 pulg), repitiéndose con esta carga el mismo procedimiento descrito anteriormente hasta obtener 6 aplicaciones.

Lo mismo se hace para obtener deformaciones promedio de 5 mm (0.2 pulg) y llegando a la sexta aplicación de la carga se continúan aplicando incrementos de 4540 Kg (10,000 lbs), anotando las deformaciones obtenidas. - - Dichos incrementos de carga se continúan hasta producir la falla del pavimento bajo la placa, la cual se manifiesta al deformarse el pavimento progresivamente sin ningún aumento de carga. Un ejemplo de datos obtenidos de una prueba de campo se muestra en la Fig. 1.

Para el cálculo del valor LCN, que es un valor representativo de la capacidad de carga del pavimento, es necesario predecir la deflexión del mismo después de haber sufrido 10,000 repeticiones de una determinada carga. Esto se obtiene a partir de los datos obtenidos de la prueba con las 6 repeticiones de las diferentes cargas y extrapolando según se indica en el ejemplo mostrado en la Fig. 2.

El segundo paso en el cálculo del LCN se ilustra en la Fig. 3. La secuencia es la siguiente:

- La curva "A" se construye graficando los valores de deflexión contra primera y sexta aplicaciones de cada carga.
- La curva "B" es la curva teórica Carga--deflexión si no se hubieran aplicado repeticiones de carga. Se obtiene trazando líneas paralelas a la -

Prueba de placa para evaluación del LCN y de "S" en pavimentos flexibles

Díámetro de la placa 0.45mts.
 Hora de iniciación 11:55 Hrs. P.M.
 Hora de terminación 1:45 Hrs. A.M.
 Operador Julia Blumstein Liberec

AEROPUERTO DE Puerto Vallarta, Jal.

Fecha XI-15-73

ESTACION	CICLO	CARGA	LECTURA EN MICROMETROS								
			1		2		3		PROMEDIO		
			CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	
0+700 Lido Der. 3mts & Prueba N° 8 Bis	Incrementos de carga	5,000 Lbs.	15.0	—	12.0	—	12.0	—	14.6	—	
		10,000 Lbs.	31.0	—	28.0	—	34.0	—	31.0	—	
		15,000 Lbs.	46.0	—	43.0	—	49.0	—	46.0	—	
	1	CARGA MAN.	Δ = 0.05"	51.0	16.0	47.0	13.0	54.0	13.0	50.6	14.0
			54.0	18.0	50.0	15.0	57.0	16.0	53.6		
			57.0	20.0	52.0	16.0	60.0	19.0	56.3		
	2	CARGA MAN.	16,000 Lbs.	57.0	22.0	54.0	18.0	62.0	21.0	58.3	
			Temp. Amb. 24.0°	62.0	24.0	56.0	20.0	65.0	23.0	61.0	
			Temp. Asf. 29.0°	63.0	—	57.0	—	66.0	—	62.0	—
	3	CARGA MAN.	Δ = 0.10"	100.0	34.0	92.0	25.0	101.0	29.0	97.6	29.0
			104.0	38.0	94.0	27.0	105.0	31.0	101.0		
			107.0	40.0	97.0	29.0	108.0	33.0	104.0		
4	CARGA MAN.	29,000 Lbs.	109.0	41.0	99.0	30.0	110.0	34.0	106.0		
		Temp. Amb. 24.0°	111.0	43.0	100.0	31.0	111.0	35.0	107.3		
		Temp. Asf. 29.0°	112.0	—	102.0	—	113.0	—	109.0	—	
5	CARGA MAN.	Δ = 0.20"	202.0	64.0	117.0	51.0	201.0	56.0	191.6	54.0	
		220.0	75.0	204.0	60.0	217.0	67.0	213.6			
		229.0	85.0	212.0	69.0	228.0	76.0	223.0			
6	CARGA MAN.	60,000 Lbs.	238.0	90.0	220.0	74.0	230.0	82.0	231.3		
		Temp. Amb. 24.0°	243.0	95.0	226.0	78.0	241.0	86.0	236.6		
		Temp. Asf. 29.0°	248.0	—	229.0	—	246.0	—	241.0	—	
7	CARGA MAN.	70,000 Lbs.	278.0	—	258.0	—	275.0	—	270.3	—	
		80,000 Lbs.	317.0	—	295.0	—	313.0	—	308.3	—	
		95,000 Lbs.	375.0	—	369.0	—	390.0	—	381.6	—	
8	CARGA MAN.	115,000 Lbs.	566.0	—	537.0	—	558.0	—	553.6	—	
		—	—	248.0	—	228.0	—	242.0	—	—	
		—	—	—	—	—	—	—	—	—	



OBSERVACIONES

Temperatura Ambiente : 23.0 °C
 Temperatura Superficie Pavimento: 28.0 °C
 Cielo : Despejado
 Viento : Calma

OTRAS: En el área donde se efectuó la prueba se observaron grietas en la carpeta.

PRUEBAS DE PLACA. Pavimento flexible.

Hoja No.

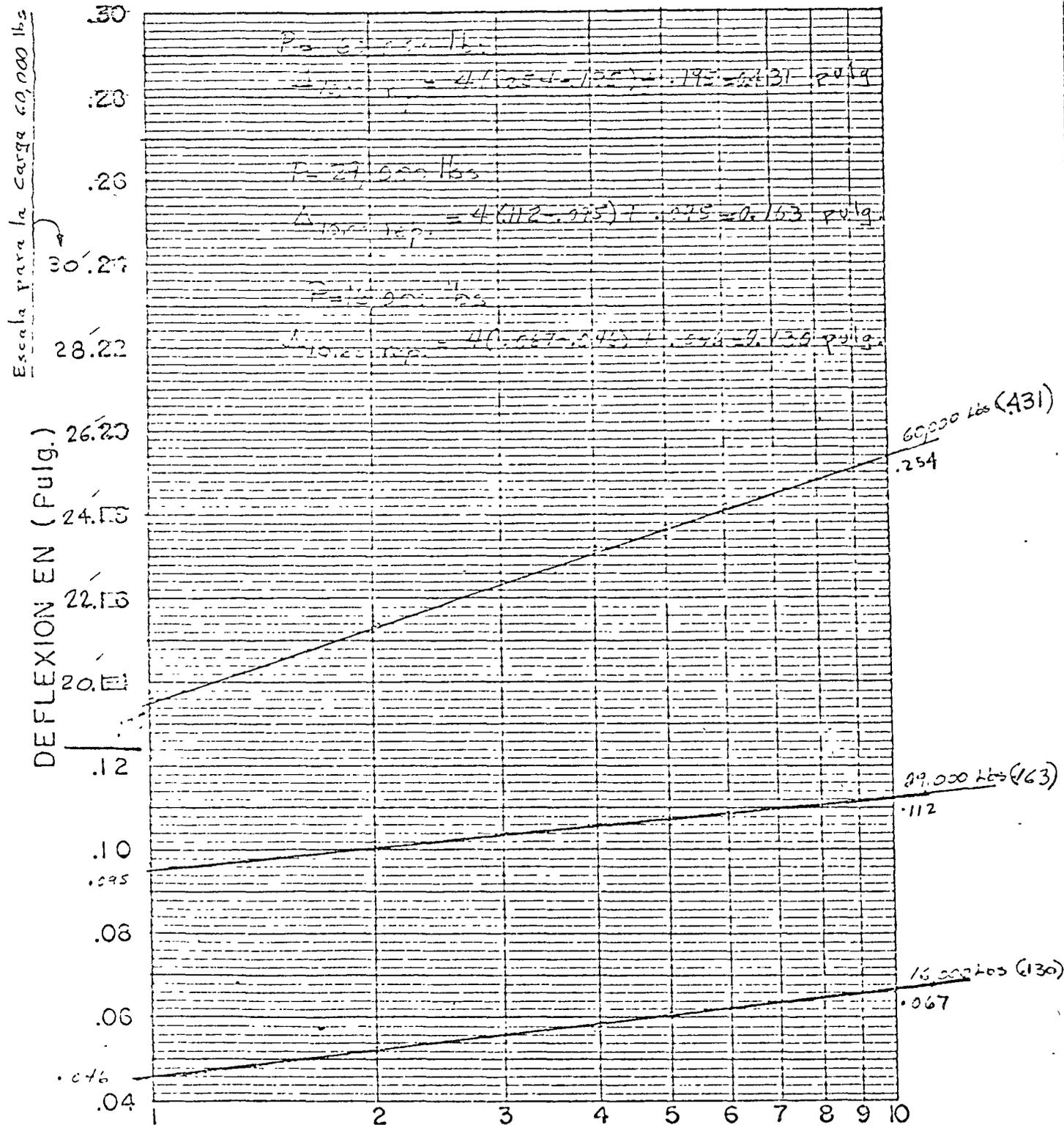
P 8 bis

AEROPUERTO DE *San Juan*

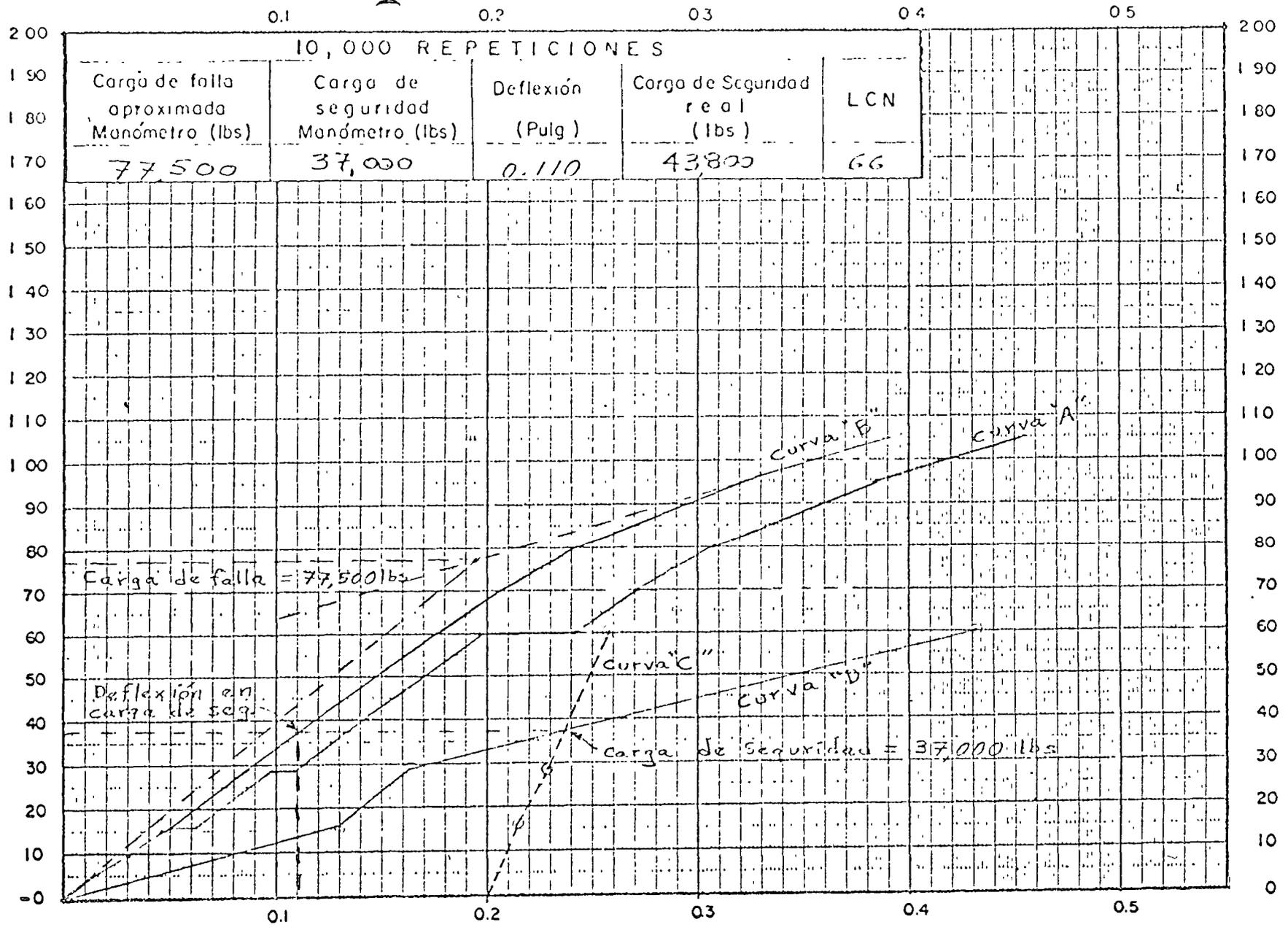
Fecha.

Pista 04-22 del 0+700 Drr.

Número de aplicación de cargas.



CARGA (Miles de libras)



DEFLEXION (PULGADAS)

P. 8 bis

CALCULO LCN
PAVIMENTOS FLEXIBLES

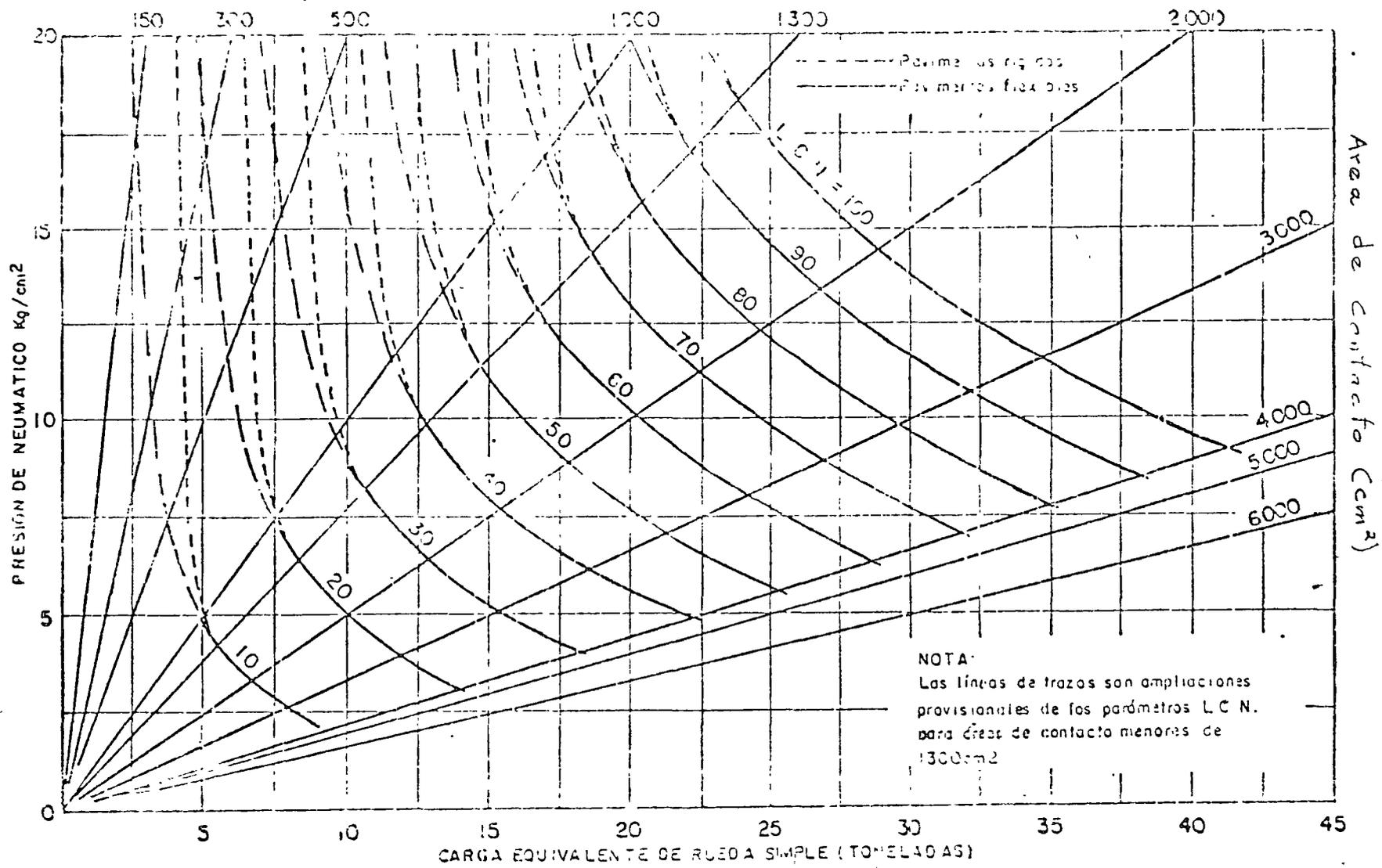
Hoja N°

Fecha.

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL jefe de la oficina
Ing. Fco. Fernando Rodarte L.
Formó o Dibujo

AEROPUERTO DE Mo. Vallarta Jal
17 de 04-72 Est. 02700 Dep



curva "A". La carga de falla se obtiene trazando las líneas tangenciales según se muestra.

- La curva "C" se construye tomando como origen 0.2 pulgadas para una carga nula y graficando los valores de flexión remanente después de la primera aplicación de la carga contra el valor de la misma.
- La curva "D" comienza en el origen y se obtiene graficando los valores de carga contra deflexión a las 10,000 repeticiones (calculadas de la Fig. 2 en el ejemplo).
- La carga de seguridad del pavimento se considera que es la carga que, repetida 10,000 veces, producirá 5 mm (0.2 pulg) de deformación a partir del asentamiento inicial bajo la misma carga, o sea, la carga correspondiente a la intersección de las curvas "C" y "D".
- La carga de seguridad así obtenida se corrige de acuerdo a la gráfica de calibración del conjunto gato-hidráulico-manómetro, efectuada en laboratorio; obteniéndose la carga de seguridad real.
- Con la carga de seguridad real y el área de la placa de prueba se entra a la Fig. 4 y se obtiene el valor LCN resistente del pavimento, el cual debe ser menor o igual que el LCN provocado por el avión crítico que lo utilice.

b).- Viga de Benkelman; método de deflexión recuperada.- Este método consiste en la determinación de la deflexión recuperada, cuando se remueve una carga estandarizada del pavimento flexible en estudio.

La utilización de este método está limitada a pavimentos flexibles con espe-

sores inferiores a 50 cm (20"), ya que en mayores espesores pierde aproximación.

El equipo de prueba consiste en una viga Benkelman y un camión lastrado cuyo eje trasero pese 8.2 tons. (18,000 lbs), distribuido uniformemente en dos pares de ruedas, las cuales deberán tener una separación mínima de 5 cm (2"); las llantas deberán ser de 10x20 infladas a una presión de 5.6 kg/cm². (80 lbs/pulg²).

La viga Benkelman consiste de una parte fija y una viga móvil. La parte fija descansa en el pavimento apoyada en tres patas ajustables. La viga móvil se acopla a la parte fija por medio de un gozne; uno de sus extremos (punta de prueba) permanece en contacto con el pavimento en el punto por probar; el otro extremo está en contacto con un micrómetro que señala cualquier movimiento vertical del punto de prueba. La parte fija está equipada con un vibrador para reducir al mínimo la fricción de las partes móviles durante la prueba.

El procedimiento de prueba consiste en centrar uno de los pares de ruedas del camión sobre el punto a probar; se inserta el deflector (punta de prueba) de la viga Benkelman entre las ruedas, colocándose sobre el punto seleccionado de prueba. Se quita el seguro de la viga y se ajustan los apoyos para permitir un desplazamiento en el micrómetro de 1.27 cm (0.5 pulg). se acciona el vibrador de la viga y se registra la lectura inicial en el micrómetro. Inmediatamente se mueve el camión lentamente cuando menos a una

distancia de 9 mts. (30 pies). Se registra la lectura del micrómetro cuando se estabilice. Se mide la temperatura del pavimento.

La deflexión recuperada total del pavimento es dos veces el movimiento del micrómetro durante la prueba (dos a uno es la relación usual de la viga -- Benkelman, sin embargo, algunos modelos pueden estar contruídos con una relación diferente).

Pavimentos Rígidos.

a).- Método LCN.- Se utiliza el mismo equipo que para pavimentos flexibles. El procedimiento de prueba es el siguiente:

La placa se coloca en la esquina más alejada de la losa por probar, ya que es este punto el más débil cuando no existen pasajuntas o algún otro elemento de transmisión de cargas, en cuyo caso la prueba se efectúa en la esquina y en el centro, para determinar la posición de la carga crítica.

Las ruedas de la plataforma de pruebas deben quedar, de ser posible, fuera de la losa por probar, si las dimensiones de esta última lo permiten, - para evitar cargas extrañas sobre la mencionada losa.

Asimismo, el puente-armadura, que sirve de apoyo fijo a los micrómetros, debe quedar, de ser posible, con sus apoyos fuera de la losa, para evitar que los micrómetros den lecturas falsas de deformación al estarse efectuando la prueba.

Para asegurar un contacto total entre la placa de soporte y la superficie --

del pavimento, se pone primero una capa de poco espesor (aproximadamente 0.5 cms.) de azufre fundido, el cual al enfriarse presentará una superficie uniforme y horizontal.

Después de asentada la placa se coloca el gato y los aditamentos de transmisión de carga de la plataforma al pavimento.

Los dispositivos para medir las deformaciones del pavimento son 8 micrómetros, los que se colocan, para prueba en la esquina de losa, siguiendo una línea diagonal a la losa colocando el primero en la esquina de la losa a probar y 4 más espaciados a cada 30 cms. a partir del centro de la placa, (ver Fig. 5); además se colocan tres micrómetros en las esquinas de las losas vecinas, más próximas a la placa de soporte.

Para prueba en el centro de losa, los micrómetros se colocan según se indica en la Fig 6.

Debajo de cada bástago de los micrómetros, se coloca un pequeño trozo de vidrio a fin de que descansa sobre una superficie dura y lisa.

Se aplica una carga de asentamiento de 2,300 kg (5000 lbs) aproximadamente y se retira, luego se ponen los micrómetros en cero y se aplican las cargas de ensayo en incrementos de 2,300 kg. (5000 lbs), anotando las deformaciones producidas por cada carga (Fig. 7). Se continúa aumentando la carga hasta que la losa tenga una deformación de 5 mm (0.2 pulg) en su

punto más crítico. Llegado a este momento, la prueba se considera concluida, ya que se tienen datos suficientes para determinar la carga de falla en que aparecen las primeras grietas.

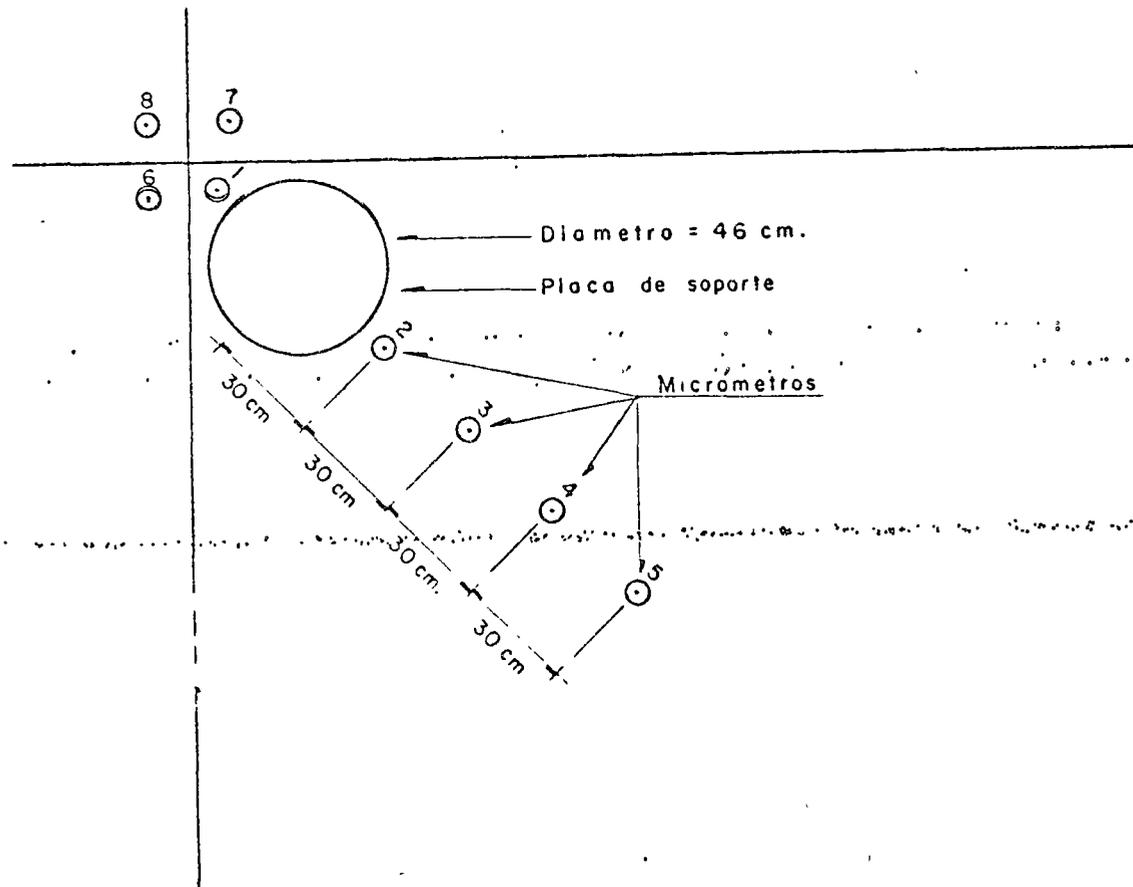
Evaluación.

En la figura 8 se presenta una graficación típica de prueba en losa de concreto simple. La carga de falla se determina por el cambio de pendiente de la curva carga-deflexión.

Se aplica un factor de seguridad de 1.5 a la carga de falla obteniendo así la carga de seguridad, la cual es corregida por los efectos de transferencia de carga a las losas contiguas y por temperatura. El valor de LCN - resistente del pavimento, se obtiene de la Fig. 4, entrando con la carga de seguridad corregida.

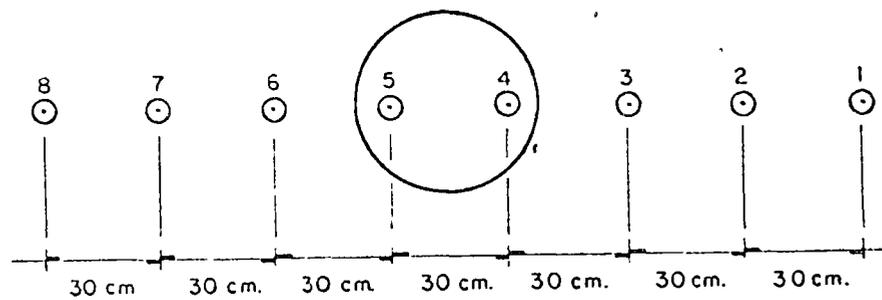
México, D.F., 28 de febrero de 1974.

ING. FEDERICO DOVALI RAMOS.



Posición de los micrómetros para pruebas de placa en esquina de la losa.

Fig. N° 5.



Posición de los micrómetros para pruebas de placa en el centro de la losa.

Fig. N° 6.

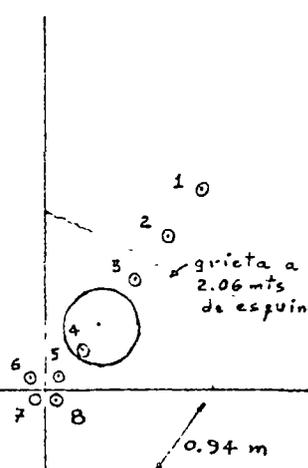
Prueba de placa para evaluación del L.C.N. en pavimentos rígidos.

Aeropuerto Lempira, B.C.
 Pista 10-28
 Diámetro de la Placa 0.45 m (18")

Fecha 30 de septiembre de 1970
 Hora de iniciación 17:00 Hs.
 Hora de terminación 19:00 Hs.
 Operador Miguel Espinosa E.
 Supervisor Ing. Ruy H. Domínguez

Ubicación prueba: Losa 74-c

CARGA	LECTURAS EN MICROMETROS								OBSERVACIONES.
	1	2	3	4	5	6	7	8	
5,000	0.0	0.5	1.5	5.5	0.0	1.5	1.0	1.5	Temperatura Ambiente: _____ °C.
10,000	1.0	1.0	3.5	9.5	0.0	4.0	2.5	3.0	
15,000	1.0	1.5	4.0	12.0	0.5	5.0	3.0	3.0	
20,000	2.0	2.5	5.5	15.0	2.5	7.0	4.5	4.0	
25,000	3.0	4.0	7.5	18.5	5.0	9.0	6.5	6.0	
30,000	4.0	6.5	10.0	22.0	8.0	11.5	8.5	8.0	Temperatura Centro Losa Tipo: _____ °C.
35,000	6.0	8.5	12.0	26.0	11.0	14.0	11.0	11.0	
40,000	7.0	10.0	14.0	29.0	13.5	17.0	13.0	12.0	
45,000	10.0	14.5	18.5	36.0	18.5	22.0	17.5	18.0	
50,000	11.5	17.5	22.0	41.0	26.0	25.5	21.5	22.0	
55,000	14.5	22.0	26.5	47.5	30.0	32.0	27.0	27.0	
60,000	17.5	25.5	30.0	53.5	35.0	37.5	30.0	32.5	
65,000	18.0	26.0	32.5	56.0	37.0	39.0	33.0	35.0	
70,000	20.0	28.0	36.5	62.0	41.0	41.0	37.0	39.0	Viento: _____
75,000	21.0	31.5	39.0	66.0	43.0	45.0	39.0	41.5	
80,000	21.0	35.0	43.0	72.0	47.0	49.0	41.5	44.0	
85,000	25.0	37.0	45.0	75.5	50.0	50.5	43.0	45.5	
90,000	26.0	38.0	47.0	77.5	51.0	51.0	43.5	46.0	
95,000	27.5	41.0	49.5	81.5	53.5	53.0	45.0	48.0	
100,000	28.0	43.0	52.0	85.5	56.0	55.0	47.0	50.0	
105,000	30.5	45.0	55.5	90.0	57.5	56.5	48.5	51.5	
110,000	32.0	48.0	59.0	95.0	60.0	58.0	50.0	53.0	
115,000	33.5	50.0	62.0	100.0	62.0	59.0	50.5	54.5	grieta a 2.06 mts de esquina
120,000	35.0	52.0	65.0	104.5	64.5	61.0	51.0	55.0	
125,000	36.0	54.5	68.0	109.0	65.0	61.5	50.5	55.0	
130,000	36.5	56.5	71.5	115.0	71.0	62.5	46.5	48.0	
135,000	40.0	61.0	75.5	123.5	77.5	67.5	42.5	44.0	
140,000	40.5	62.0	80.0	129.0	81.5	70.5	40.0	41.0	0.94 m
145,000	41.0	64.0	84.5	134.0	86.0	74.0	35.5	38.5	
150,000	42.5	67.0	89.0	140.0	91.5	79.0	35.0	36.5	
155,000	45.0	71.0	95.0	148.0	99.0	80.5	23.5	31.5	
160,000	47.0	74.0	100.0	156.0	105.0	80.5	26.0	29.0	
165,000	43.0	71.0	104.0	162.0	110.0	85.0	23.0	27.5	10
170,000	50.0	80.0	110.0	170.0	117.5	91.0	24.0	27.5	
175,000	51.0	83.0	115.0	177.0	123.5	95.0	24.0	27.5	
180,000	50.0	80.0	119.0	182.0	126.0	96.0	21.0	27.5	
185,000	50.5	87.0	120.0	185.0	129.0	100.0	23.0	27.0	
190,000	53.0	89.0	124.0	190.0	132.0	112.5	23.0	26.5	20
195,000	54.0	92.0	126.0	196.0	135.5	115.0	23.0	25.5	
200,000	55.0	94.0	131.0	203.0	140.0	119.0	22.5	26.5	



AEROPUERTO DE MEXICALI, B. C.

Prueba de placa en Pista 10 - 28
Losa 74 "C"

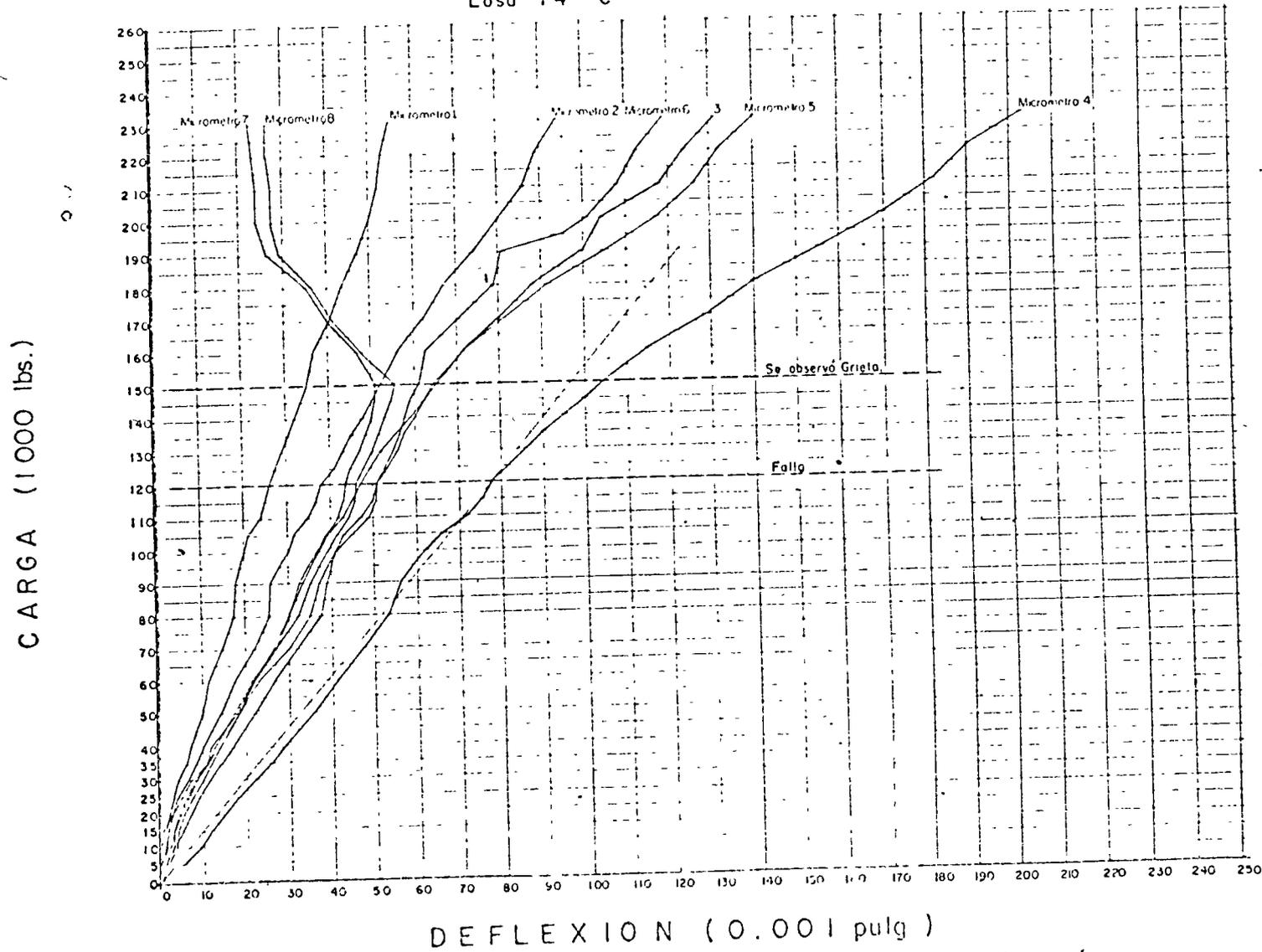
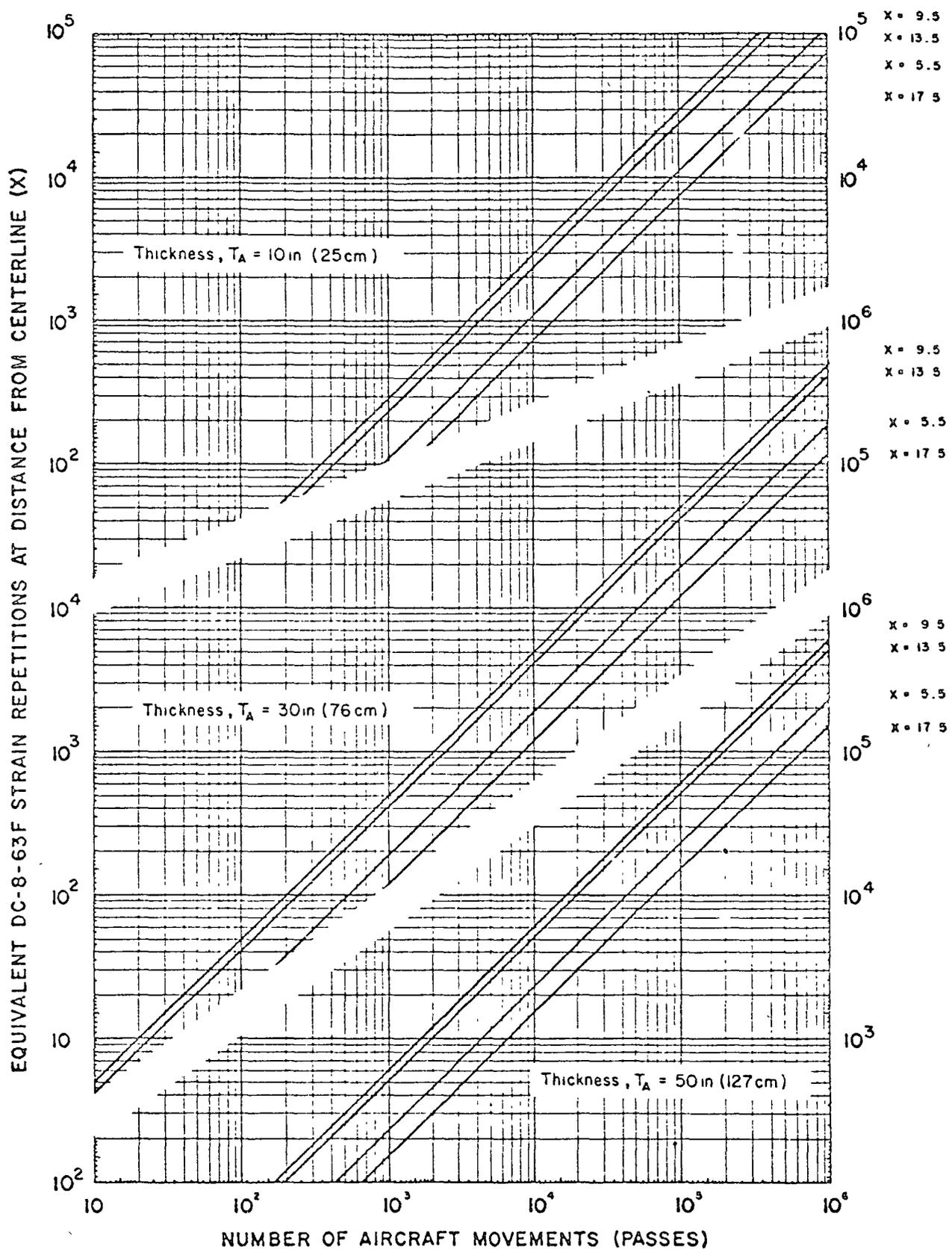


Fig. 8.

SOP DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
Oficina de Estudios Especiales

Visto El Jefe de la oficina 	Formó 	Dibujó
Ing. Fco. Fun Rodarte L.	Fco. León z.	Fco. León z.



AIRCRAFT: B-707-320 C STRAIN CRITERION: ϵ_f

Figure X-33

cadadas para su uso rutinario, habiéndose en consecuencia, desarrollado diversas simplificaciones para la elaboración de gráficas de diseño. Estas simplificaciones se han ido perfeccionando y a la fecha las consideraciones que se tienen en la actualidad aceptan ya un mejor conocimiento de la interacción llanta-losa de concreto. Asimismo, la Asociación del Cemento Portland tiene disponible un programa de computadora, a partir del cual es factible construir gráficas para cualquier tipo de tren de aterrizaje, apoyándose en los parámetros conocidos, tales como geometría del tren, presión de inflado, módulo de reacción del terreno, radio de rigidez relativa de la losa, etc.

En términos generales, se puede decir que aún con las simplificaciones de los métodos, es más sencillo calcular un pavimento rígido que uno flexible aunque no es posible anotar que un pavimento sea mejor que otro, ya que su decisión dependerá de la alimentación del sistema y del producto que queramos obtener.

Por lo que se refiere al método del LCN en México, se utiliza, al igual que para pavimentos flexibles, únicamente para evaluación y metodología, es similar a la de pavimentos flexibles.

Con la gran variedad de consideraciones que los métodos para diseño implican, se consideró, hace aproximadamente 5 años, conveniente realizar investigaciones para diferentes tipos de pavimentos rígidos en aeropuertos y así, en el aeropuerto de Mexicali, se tienen en experimentación diversas secciones de pavimentos rígidos, tratando de encontrar un mejor conocimiento

de estas estructuras, aplicados a las condiciones nacionales de operación y tipo de aviones. Inclusive se construyeron varios tipos de pavimentos presforzados, con objeto de encontrar hasta donde ellos podrían o no ser económicos en nuestros aeropuertos, ya que la experiencia mundial es en extremo limitada y es muy significativo que no se hayan desarrollado más este tipo de pavimentos. Por desgracia aún no se tienen suficientes elementos de juicio como para estar en posibilidad de retroalimentar los criterios de diseño y en su caso modificarlos, así como tampoco se puede aseverar todavía los aspectos económicos para cada estructura estudiada. Sin embargo, se puede decir que las observaciones continúan y frecuentemente se nos solicita de otros países, información sobre los avances que hemos encontrado.

México, D. F., 28 de febrero de 1974.

ING. FEDERICO DOVALI RAMOS.

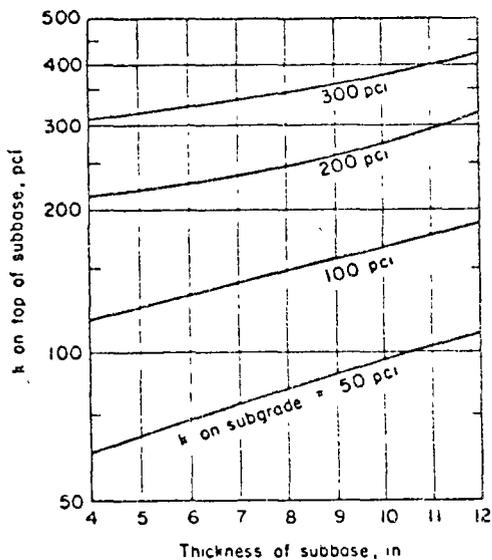


Fig. 11. Effect of granular subbase thickness on k value.

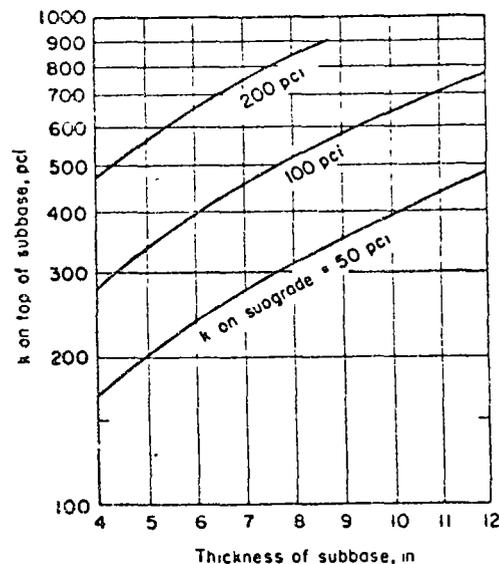


Fig. 12. Effect of cement-treated subbase thickness on k value.

k value can be determined by load tests on the concrete slabs. In this case the concrete pavement will distribute the load over a greater area than the area of a 30-in. plate. Therefore, a jack of greater capacity and greater loads will be required.

Both the area of slab deflected and the deflection at a sufficient number of points must be known to determine the volume of displacement under various loads. Several gages are required for this purpose. The modulus k is the ratio of total load in pounds to total volume of displacement in cubic inches.

Additional data concerning load tests on existing slabs are given in references 16, 17 (pages 107-108), 18, and 19.

Load Stresses

Flexural stresses caused by aircraft loads are conveniently determined with special design charts for specific aircraft such as those shown in Figs. 13, 14, and 15. The charts, available from PCA, are prepared by computer analysis⁽²⁰⁾ or by the use of influence charts⁽²¹⁾ for a uniform-thickness slab supported by a dense-liquid subgrade.

A brief description of the computer program and the influence charts is given in Appendixes C and D for use in analyzing special problems—for example, computing load stresses for future aircraft and other vehicles for which stress charts are not available.

The flexural stresses used in the design procedure are those at the interior of a slab, assuming that the load is applied at some distance from any free edge of a pavement slab. When the slab edges at all joints (longitudinal and transverse) are provided with adequate load transfer,* it has

been found that a paved area acts as a continuous large slab. This is substantiated by the performance of existing airport pavements and by observations made on full-scale experimental slabs.

At free edges, load stresses are somewhat greater than those for the interior load condition. Because of this, the slab thickness at undoweled, butt joints—expansion joints at intersections of runways and taxiways—is increased* to compensate for the absence of load transfer and thus keep load stresses at these slab edges within safe limits. This is also true for fillets, where it is expected that aircraft may cut corners closely with a resulting channelization of traffic near the edge of the irregularly shaped slabs.

The outside edges of runways, taxiways, or aprons do not require thickening since aircraft wheels rarely, if ever, travel close to the outside edges. Where future expansion of the pavement is anticipated some means of load transfer is built into the slab edges or the edge is thickened* to provide for loads at these edges.

DESIGN CHARTS

Design charts for most civil and military aircraft are available from the Portland Cement Association. They are not included in this manual because they are updated from time to time as loading information becomes available for modifications of existing aircraft and for new aircraft.

Careful attention to detail is required for correct use of the charts. The specific chart for data on gear load, wheel spacings, and tire contact area must be selected for the aircraft in question. Load stress is based on gear load rather than on gross weight of aircraft. Gear load at maximum aft center of gravity is usually available from the aircraft manufacturer's data. An example of data for DC-8 aircraft is

*Provisions for adequate load transfer by dowels, keyways, and aggregate interlock are discussed in Chapter 3.

*Dimensions for thickened-edge pavements are the same as shown in Fig. 20 (Chapter 3) for expansion joints.

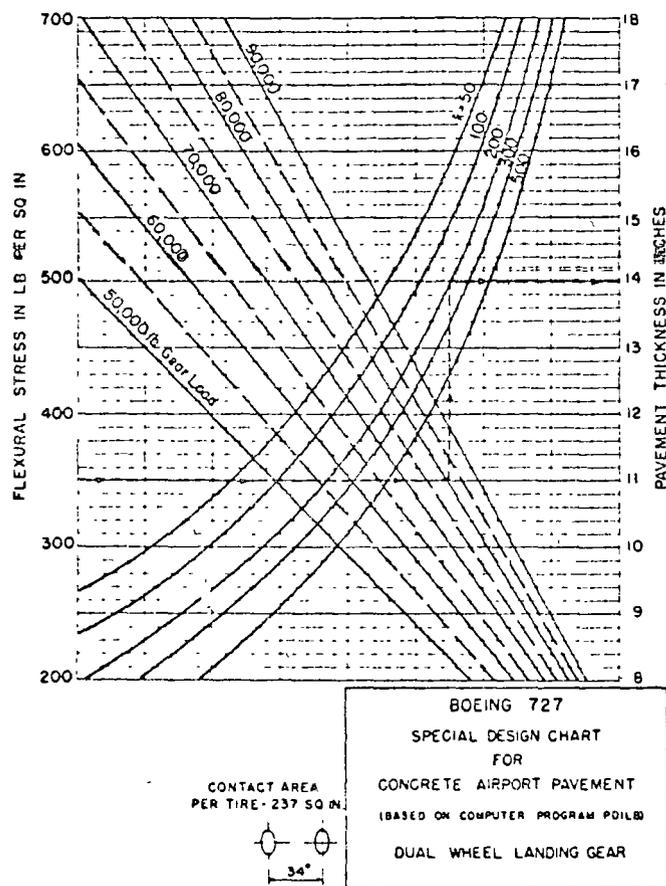


Fig. 13. Design chart for Boeing 727.

shown in Table 1. For most aircraft, the gear load can be estimated from the gross aircraft weight with the assumption that 93 to 95 percent of the weight is on the main gear.

Users of the charts will see a dashed-and-arrowed example line which represents the design loading reported by the aircraft manufacturers at the time of chart publication. Additional load lines, above and below the example, have also been included—those above represent future, heavier versions of the aircraft that may be developed, those below are for aircraft operated at less than the maximum design load, such as those flying into smaller airports. It is possible to interpolate between load lines or curves for subgrade-subbase k if intermediate values are used.

It should be noted that the sequence in use of variables is indicated by the dashed-and-arrowed example lines. Some design charts in previous publications follow a different sequence in use of the variables.

Safety Factor

The safety factor (ratio of design modulus of rupture to working stress) used for airport pavement design depends on the expected frequency of traffic operations and their

channelization on runways, taxiways, and aprons. In past pavement design experience, safety factors often have been selected that did not allow for the higher magnitudes of aircraft loads and the more frequent load applications to which the pavement was later subjected.

Estimating future traffic is undoubtedly one of the most important factors in airport pavement design. Data on expected future operating and load conditions can be gathered from several sources, including commercial airline forecasts, airport operating officials, and the projections of aircraft manufacturers.

Based on this information, an adequate safety factor can be selected and used to determine the allowable working stress in the design charts. (When a specific forecast is made of the mixed aircraft that will operate during the design life of the pavement, the fatigue methods outlined in Appendix A can be used for a more detailed assessment of traffic effects.) The following ranges of safety factors are recommended:

Installation	Safety Factor
Critical areas: Aprons, taxiways, hard standings, runway ends for a distance of 1,000 ft., and hangar floors	1.7 - 2.0
Noncritical areas: Runways (central portion) and some high-speed exit taxiways	1.4 - 1.7

The lower safety factors for the central portion of runways are permissible because most runway traffic consists of fast-moving loads that are partly airborne. In addition, the aircraft wheel loads are distributed transversely over a wide pavement area so that the number of stress repetitions on any one spot is quite small—much lower than on a taxiway, even on a one-runway airfield.

Where taxiways intersect runways, the runway for a short distance each way should be of the same thickness as the taxiway. Any portions of runways that will serve as taxiways should also be the same thickness as taxiways.

On airfields with a large number of operations by planes with critical loads, safety factors near the top of the suggested range should be used. On fields with only occasional operations by planes with critical loads, safety factors near the bottom of the range should be used. Those fields with a few daily operations of critical loads should use an intermediate value. Even though there may be a large number of operations by lighter aircraft, the fatigue resistance of the concrete will not be used up. A safety factor of 2.0 results in pavement adequate for full-capacity traffic operations.

For heavy-duty runways serving large volumes of traffic, designers sometimes select a keel-section design where the center section of the pavement is thicker than the outside pavement edges. Safety factors for this design are discussed in this chapter under "Keel-Section Design for Runways."

Design Procedure

Determination of slab thickness is made in the following steps:

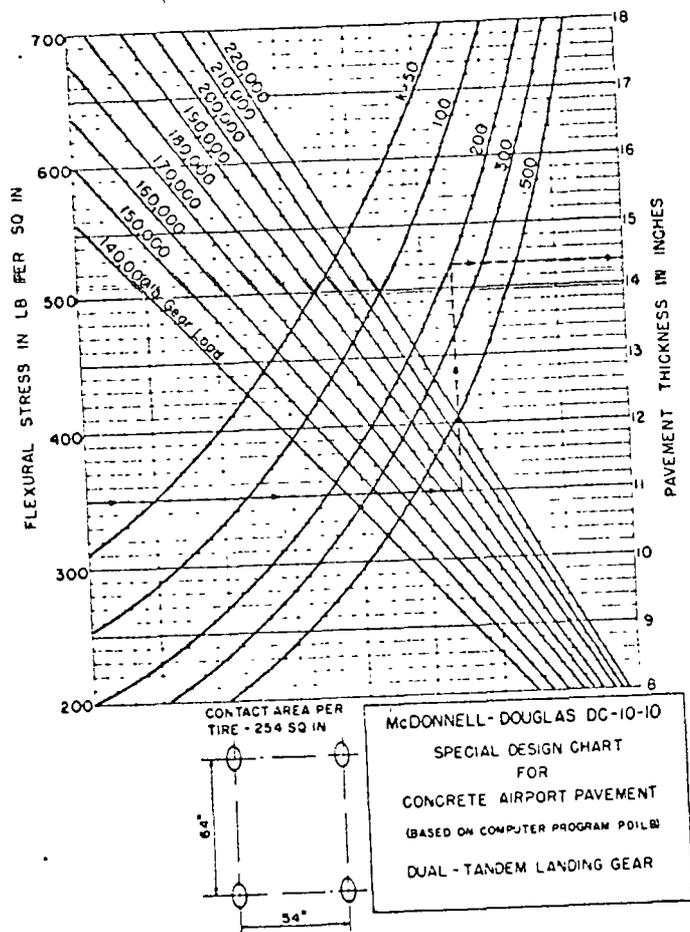


Fig. 14. Design chart for McDonnell-Douglas DC-10-10.

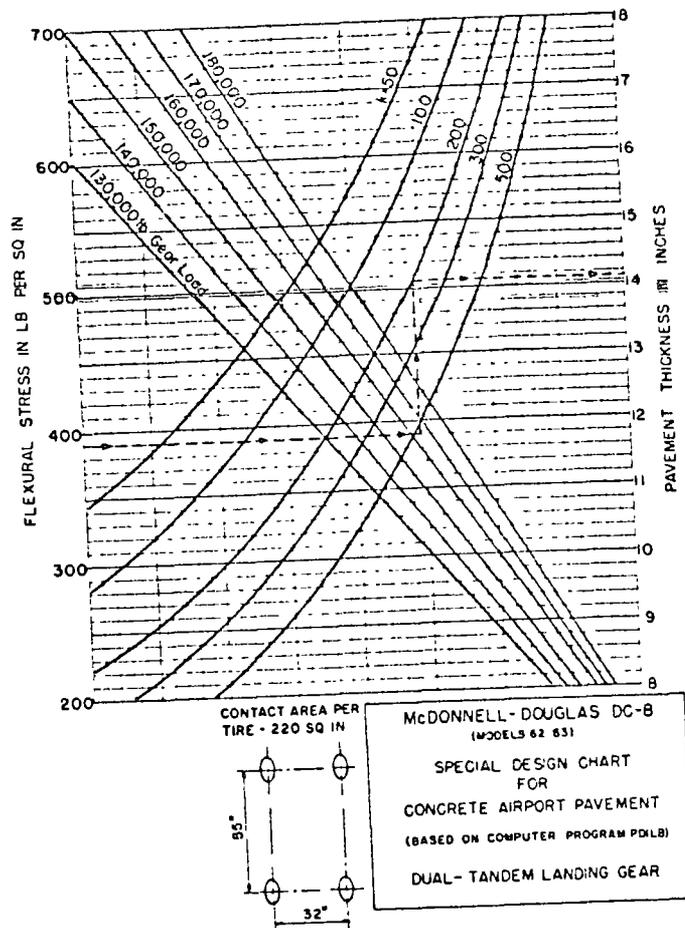


Fig. 15. Design chart for McDonnell-Douglas DC-8 (62, 63).

1. The k value is determined by plate-loading tests or by correlation to subgrade soil test data.
2. A careful estimate of future, as well as present, operating and load conditions is made and an appropriate conservative safety factor is selected. (When a specific forecast of future traffic is made, the fatigue procedure discussed in Appendix A can be used.)
3. Working stress for a specific aircraft is determined by dividing the modulus of rupture of the concrete by the safety factor chosen.
4. From the design chart for the specific aircraft, determine the pavement thickness for the working stress determined in Step 3. Proceed horizontally from stress to gear load, vertically to k value, then horizontally to thickness.
5. Repeat the process for other aircraft of critical loads, again selecting new, appropriate safety factors for the level of operations expected for these aircraft, and select a design thickness for the most critical condition.

DESIGN EXAMPLE

The following is a simplified example of design procedure. Calculations are shown in Table 2.

Assume that a new runway and taxiway are to be designed to serve frequent operations of aircraft of which the B-727 and DC-10 produce the critical loading conditions. In addition, the runway is expected to carry occasional operations of DC-8-63's.

The existing subgrade is a pumpable sandy clay soil for which several plate-loading tests have indicated a k value of 170 pci. As discussed in Chapter 1, a subbase is required to prevent the traffic from pumping the subgrade soil. Since a thick subbase layer is neither necessary nor economical, 6 in. is selected as an effective and practical thickness. Based on these data, a preliminary design k value of approximately 200 pci is estimated from Fig. 11. (This is later verified by plate tests on subbase test sections constructed during the design stages of the project.)

Data on strength of concrete made with local aggregate indicate that it is reasonable to specify a 90-day design modulus of rupture of 700 psi. Appropriate safety factors are selected and listed in columns 4 and 7 of Table 2. Working stresses are computed (columns 5 and 8) and the required slab thicknesses (columns 6 and 9) are determined from published stress charts (Figs. 13, 14, and 15 for this example).

Based on these data, a slab thickness of 14.5 in. is selected for the taxiway and runway ends while 13.0 in. is re-

Table 1. Design Data for DC-8 Aircraft

Manufacturer: McDonnell-Douglas

Line No.	Designation	Type	DIMENSIONS				LANDING-GEAR ARRANGEMENTS					
			Span (ft.)	Length (ft.)	Tread (ft.)	Fore and aft wheel spacing (ft.)	Nose wheels	Main landing gear	Spacing of duals in inches		Fore and aft spacing for dual-tandems (in.)	
									Nose wheels	Main gear		
1	DC-8-52	Comm'l transport	142.4	150.7	20.8	57.5	Dual	Dual tandem	18.5	30	55	
2	DC-8-53		↓	↓	↓	↓			↓	↓		
3	DC-8-54		↓	↓	↓	↓			↓	↓		
4	DC-8-55		↓	↓	↓	↓			↓	↓		
5	DC-8-61		187.4	↓	↓	77.5			↓	↓		↓
6	DC-8-62		148.4	157.5	↓	60.8			↓	↓		32
7	DC-8-62		148.4	157.5	↓	60.8			↓	↓		30
8	DC-8-63		148.4	187.4	↓	77.5			↓	↓		32
9												
10												

Line No.	Gross weights, loaded			Tire pressures		Tire-contact areas		Remarks
	Total (lb.)	Nose gear (lb)	Main gear strut load	Nose wheel (psi)	Main gear wheels (psi)	Nose wheel (sq in.)	Main gear (sq in.)	
1	300,000	24,000	138,000	145	163	105	209	
2	315,000	28,600	143,200	159	174	105	209	
3	315,000	28,600	143,200	159	174	105	209	
4	325,000	29,800	147,600	168	182	105	209	
5	325,000	21,800	151,600	115	184	105	209	
6	350,000	27,400	161,300	165	199	105	220	
7	335,000	26,200	154,400	155	188	105	209	
8	350,000	25,400	162,300	140	201	105	220	
9								
10								

Table 2. Example Calculations for Thickness Design

Design k value: 200 psi Design $MR = 700$ psi

Aircraft	Gear load, lb	Operations	Pavement facility					
			Taxiway and runway ends			Runway, central portion		
			Safety factor	Working stress, psi ($MR \div \text{Col 4}$)	Slab thickness, in.	Safety factor	Working stress, psi ($MR \div \text{Col 7}$)	Slab thickness, in.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
B-727	80,000	Frequent	2.0	350	14.0	1.7	412	12.5
DC-10	190,000	Frequent	2.0	350	14.4	1.7	412	12.7
DC-8-63	165,000	Occasional	1.8	389	14.1	1.5	467	12.4

quired for the central portion of the runway (thicknesses increased to next half inch).

Pavement stresses induced by other, less critical aircraft in the traffic forecast are next determined from the published design charts for these specific aircraft. (For this purpose, use of the charts is in the reverse order: start with pavement thicknesses on right-hand scale and find slab stress on left-hand scale.) If stresses for these less critical aircraft are less than 350 psi, these aircraft will not fatigue the pavements (safety factor of 2.0 or greater) and the slab thicknesses established above are adequate.

Keel-Section Design for Runways

For major airports serving large volumes of traffic, the central portion of runways may be considered a critical traffic area for which a higher safety factor is appropriate, and consequently a greater runway thickness is required than for less busy facilities.

In these areas, a keel-section design can result in substantial savings in construction effort and cost. A keel section is a thickened pavement in the center portion of a runway tapered to thinner pavement at the outside runway edge

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: METODO DE CONSTRUCCION DE TERRACERIAS.
TRABAJOS PREVIOS. EXCAVACION. TRANS -
PORTE. COLOCACION Y AFINAMIENTO SUPER_
FICIAL.

PROFESOR: ING. JORGE CABEZUT BOO.

MEXICO, D.F., A 7 DE MARZO DE 1974.

En el caso de un camino o un aeropuerto, las terracerías representan la cimentación de la capa de pavimento, puesto que sobre ellas se apoyan estructuras que siendo también terracerías se manejan en distinta forma, como son la subbase, base y finalmente la carpeta que se haya diseñado sea flexible o rígida, es decir concreto asfáltico o hidráulico. Todo este conjunto de subbase, base y carpeta es el pavimento y va apoyado en una subestructura que es la terracería. El área de contacto sobre la cual se apoya en forma directa el pavimento, la parte superior de la terracería es la subrasante, denominación que se le da por su posición y porque requiere un tratamiento diferente. El pavimento se apoya en zonas de terraplén o en zonas de corte, por lo cual al hablar de terracerías podemos pensar en terraplenes, en cortes y en algunos casos terreno natural previamente tratado, y en términos generales esto se aplica a los caminos y a las aeropistas, pero siempre la terracería debe tener condiciones y características que permitan soportar las cargas que le transmite el pavimento.

Es frecuente que en terracerías mal construídas, fallen los pavimentos como en el caso de un edificio que, al existir movimientos diferenciales se pueden provocar grietas; tampoco deben olvidarse, al hablar de terracerías, las condiciones de drenaje. Un buen drenaje garantiza la calidad y conservación de las terracerías, el caso contrario, deja incierto el comportamiento de las mismas, de tal modo que los pavimentos deben estar apoyados en buenas cimentaciones que las forman las terracerías junto con las obras necesarias de drenaje.

Otro tipo de obras auxiliares que influyen en el comportamiento del pavimento son los bordillos o guarniciones, cunetas, contracunetas, la vaderos, drenes, etc., que deben ejecutarse para lograr un buen proyecto. (Pero específicamente se tratará el tema de las terracerías, los métodos de construcción que existen al respecto y todo lo relativo para lograr una buena cimentación del pavimento).

Las terracerías representan un tema muy amplio tanto por lo que se refiere a los métodos de construcción como a las distintas clases de maquinaria que se puede utilizar, pero quizá lo más importante es tener la habilidad de establecer una estrategia adecuada y aplicar el procedimiento que corresponda, para definir la selección del equipo.

La estrategia es consecuencia del proyecto que debe venir acompañado por planos, especificaciones y el contrato, incluyendo los precios unitarios. Es fundamental analizar toda la documentación anterior pues influye radicalmente en el criterio para seleccionar el equipo.

El período de construcción establecido en el contrato puede significar diferencias notables en la selección del equipo puesto que este se determina no sólo en función de las características especiales de cada proyecto sino también atendiendo al aspecto económico. Una obra que debe realizarse en un tiempo perentorio exigirá la asignación de recursos que pueden significar un incremento en los costos de construcción, pero es indudable que esto se acepta porque los beneficios se logran anticipadamente y la obra empezará a

redituar en fecha más próxima, por supuesto como resultado de la evaluación que se debe hacer antes de iniciar un proyecto.

Se deben conocer los análisis de precios unitarios sean derivados de un concurso, de un tabulador o precios unitarios negociados por las partes que intervienen en la construcción. Estos se establecen de acuerdo con el concepto de trabajo que se va a realizar, antes de iniciar la obra o posteriormente. La mayor parte de las veces los precios se establecen previamente, por lo tanto se integran en función de la maquinaria que se pretende utilizar y de los recursos asignados de acuerdo con un programa. El precio unitario es muy significativo para la selección del equipo puesto que si hemos participado en un concurso se ha predeterminado la planeación, los procedimientos de construcción y las máquinas que se utilizarán.

Cuando los precios unitarios son derivados de la aplicación de un tabulador posiblemente no se cuente con los análisis exactos, de modo que se tiene mayor rango para utilizar distintos equipos.

Desde luego que en el caso de un concurso no es limitativo el análisis que se formule, puede modificarse el criterio y utilizar otras máquinas. En cuanto a precios negociados casi siempre se utilizan las máquinas que han sido motivo de discusión durante el análisis de los precios, de modo que todo este tipo de factores interviene mucho en la selección de los equipos.

El proyecto, el contrato, las especificaciones, la visita al sitio de la obra permiten adquirir pleno conocimiento de las condiciones del trabajo,

puede establecerse la estrategia, elaborar un programa detallado de construcción, preparar programas parciales por frentes de trabajo y desmenuzarlos hasta el nivel que se pretenda controlar. Como consecuencia del programa de trabajo se necesitan formular los de maquinaria, suministro de materiales, personal, flujo de fondos, etc. El estudio de las inversiones y recuperaciones de dinero es un aspecto muy importante para establecer el criterio de financiamiento de la obra; es frecuente que los programas de trabajo no puedan cumplirse por falta de liquidez, pero si previamente se ha hecho un estudio se puede recurrir a la banca pública o privada para que mediante la aportación de préstamos, con los intereses correspondientes, la obra no sufra demoras en su cumplimiento y se pueda contar con todos los recursos asignados oportunamente.

A veces los constructores no le dan mucha importancia a los asuntos administrativo financiero y se enfocan siempre hacia los técnicos; un buen constructor debe organizarse con personal que le atienda ambos aspectos, un superintendente de construcción deberá vigilar lo mismo y solicitar a sus oficinas centrales el envío de los recursos necesarios para el cumplimiento del trabajo.

Las terracerías comprenden en términos generales las siguientes actividades:

Los caminos de acceso a la obra que serán necesarios para poder llegar a los sitios de trabajo, transportar la maquinaria, los materiales y el

personal. Estos caminos deben construirse previamente en los lugares más adecuados para que se pueda tener un acceso rápido y fácil. Es recomendable construir buenos caminos de acceso y mantenerlos en forma efectiva para evitar demoras en la obra y lograr en algunos casos una mayor economía durante el proceso de la construcción.

La primera actividad que se realiza al llegar al sitio de la obra es el desmonte, que nos permite inclusive formar la brecha por donde va a pasar el proyecto, pues junto con el desmonte se construye una plantilla que funciona como acceso, en condiciones precarias, que permita la llegada de las primeras máquinas que van a iniciar los trabajos de terracerías.

Posteriormente al desmonte y a la plantilla de acceso a los sitios de trabajo, se realiza el despálme que consiste en remover una capa de material indeseable, como suelos orgánicos. En el caso de la excavación de un corte, en ocasiones, esta actividad se realiza simultáneamente con la extracción del corte. Cuando se trata de terraplenes, después de despálmarse se compacta el terreno natural.

Otro concepto de excavaciones son los préstamos laterales o de banco, aquellos con mucha frecuencia se ejecutan para la formación de terraplenes o construcción de la subrasante y los de banco adicionalmente se utilizan para la adquisición de materiales para subbase, base y carpeta.

Al formar los terraplenes interviene otro concepto de trabajo que

es la compactación que se especifica a distintos porcentajes en función de las pruebas de laboratorio y de lo que defina el proyecto.

Los suelos que se aprovechan producto de excavaciones y préstamos se transportan, por lo tanto otra actividad muy importante dentro de la gama de trabajos que existen en las terracerías son los acarrees para materiales aprovechables o materiales que se van a desperdiciar.

Actividades auxiliares son la incorporación de agua para compactar el terraplén y obtener las densidades que se han marcado en el proyecto. Estas densidades han sido previamente determinadas en el laboratorio, generalmente mediante pruebas Proctor que tiene la Secretaría de Obras Públicas, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la Proctor Standard o la Proctor Modificada. Estas pruebas determinan pesos volumétricos máximos y en el campo se establece un porcentaje de dicho peso para efectos de la compactación especificada.

Para cada caso y los distintos suelos que se van a utilizar en la formación de un terraplén, podemos encontrar características que requieren tratamientos y humedades óptimas diferentes, según sean suelos de tipo granular, como gravas y arenas o suelos finos tipo arcilla y limos. Por lo que se refiere a materiales orgánicos como las turbas, en términos generales son materiales indeseables y casi siempre son los despalmes que se eliminan antes de desplantar un terraplén.

Para todo este tipo de actividades, desmontes, despalmes,

excavaciones en corte, excavaciones en préstamo, acarreo, formación de terraplenes, compactaciones, incorporación de agua, etc., hay una variedad de equipos que se pueden utilizar y distintos procedimientos de construcción que se pueden aplicar, pero es conveniente recordar los fundamentos ingenieriles mínimos para lograr una correcta aplicación del equipo.

Al ingeniero le interesa fundamentalmente obtener una máxima producción al mínimo costo, para aprovechar los recursos asignados con la mayor eficiencia; es una obligación de conciencia del ingeniero saber que el uso de estos recursos está costando. El sistema de medición que utilizamos en nuestra economía es el monetario, es un termómetro que nos va indicando si estamos utilizando bien o mal los recursos, de modo que debe preocupar fundamentalmente, debe haber conciencia de que los recursos se administren con un cuidado esmerado, para cumplir un programa de construcción con la calidad especificada.

Las terracerías son del tipo de estructuras muy importantes que pueden realizarse con cierta facilidad y que requieren quizá, menos especialización que otras actividades. De modo que partiendo de la base de que interesa la vigilancia cuidadosa de la eficiencia de las máquinas y los costos, se deben conocer las características físicas de los suelos que se van a manejar.

Los pesos volumétricos de los materiales determinados en banco,

sueltos o compactos, nos permiten conocer las cantidades reales de obra que se van a mover, pues con estos datos se obtienen los coeficientes de abudamiento y compactación. Es frecuente que el desconocimiento de estas cifras elementales provoquen errores en los volúmenes a mover y en algunos casos en la integración de los precios unitarios.

$$\text{Coef. de Abundamiento} = \frac{PVB}{PVS} = \frac{\text{Peso Vol. Banco}}{\text{Peso Vol. Suelto}}$$

$$\% \text{ de Abundamiento} = \left(\frac{PVB}{PVS} - 1 \right) 100$$

$$\text{Coef. de Compactación} = \frac{PVB}{PVC} = \frac{\text{Peso Vol. Banco}}{\text{Peso Vol. Compacto}}$$

$$\% \text{ de Compactación} = \left(1 - \frac{PVB}{PVC} \right) 100$$

En ocasiones se utiliza el coeficiente de variación volumétrico que es el inverso del coeficiente de abundamiento.

(En las hojas 9 y 10 se presentan unas tablas relativas a "Porcentaje de Abundamiento y Coeficiente de Variación Volumétrica para Distintos materiales" y "Pesos Volumétricos Aproximados de Materiales").

Las mediciones de las cantidades de obra que se están ejecutando deberán coincidir con los volúmenes establecidos en los programas de trabajo, si por ejemplo, éste señala cantidades de material compactado, debe relacionarse con la producción medida en el mismo sitio. Es conveniente

PORCENTAJE DE ABUNDAMIENTO Y COEFICIENTE DE
VARIACION VOLUMETRICA PARA DISTINTOS MATERIALES.

<u>MATERIAL</u>	<u>PORC. DE ABUND.</u>	<u>COEF. DE VAR. VOL.</u>
Ceniza	45	.69
Arcilla seca	40	.72
Arcilla húmeda	40	.72
Arcilla y Grava	40	.72
Tierra común, marga	25	.80
Grava	12	.89
Yeso	74	.57
Tepetate	50	.67
Caliza	67	.60
Roca bien triturada	65	.60
Arena	12	.89
Arenisca	64	.65
Pizarra y lutita	65	.60

PESOS VOLUMETRICOS APROXIMADOS DE MATERIALES.

<u>MATERIAL</u>	<u>PESO VOL. SUELTO KG./M3</u>	<u>PESO VOL. BCO. KG./M3</u>
Arcilla seca	1,485	1,840
Arcilla húmeda	1,725	2,075
Arcilla y Grava secas	1,185	1,650
Arcilla y Grava húmedas	1,650	1,840
Tierra común seca	1,550	1,780
Tierra común húmeda	1,725	2,075
Marga	1,250	1,600
Granito	1,650	2,725
Grava seca 1/4" - 2"	1,650	1,900
Grava húmeda 1/4" - 2"	2,015	2,250
Yeso	1,600	2,015
Caliza	1,540	2,600
Arenisca	1,580	2,550
Arena seca	1,425	1,600
Arena húmeda	1,840	2,075

Llevar el control de las producciones diariamente para que en forma oportuna se apliquen los correctivos necesarios en caso de detectar errores en la operación de la maquinaria. Con los datos acumulados a través de períodos semanales, mensuales o anuales se puede obtener la producción media horaria. Es imposible obtener eficiencias del cien por ciento sostenidas a través de períodos largos de tiempo, un buen factor de eficiencia es variable de acuerdo con la modalidad de cada trabajo, en algunos casos, un 60 o 70% puede ser muy bueno, en otros se podrá lograr entre 70 y 80% , este dato dependerá de cada obra en particular.

Independientemente de las características de la obra, la producción de las máquinas en la construcción de las terracerías está afectada por diversos factores, tiene relación la capacidad de la máquina, la eficiencia de trabajo y es inversamente proporcional al tiempo del ciclo de cada máquina. Cuando el tiempo del ciclo de un equipo aumenta, su producción horaria, lógicamente disminuye y esto influye en forma definitiva para establecer la selección del equipo.

Otros factores como la temperatura y la altura sobre el nivel del mar influyen en las producciones de las máquinas, sin embargo, este tipo de factores está compensado en las máquinas modernas con aditamentos mecánicos que contrarrestan su influencia.

La producción se expresa con la siguiente relación:

$$P = \frac{C \times E}{T_c}$$

P = Producción en M³/hora

C = Capacidad de la máquina en M³

E = Eficiencia en minutos efectivos /hora

T_c = Tiempo del ciclo en minutos

En caso de que C esté expresada en volumen suelto y se desea la producción en volumen de banco:

$$P = \frac{C \times E}{T_c} \times \text{coef. de variación volumétrica}$$

o también

$$P = \frac{C \times E}{T_c} \times \frac{1}{\text{coef. de abund.}}$$

Analizando el tiempo del ciclo ó deduciéndolo de la observación directa o de cifras estadísticas empíricas se puede prever el rendimiento de las máquinas. Para efectos de control, la producción se calcula atendiendo a los resultados observados que son los estudios de tiempos y movimientos. En este caso debe llevarse un registro de la distribución del tiempo, efectivo, demoras, maniobras, reparaciones, lluvia, etc., para calcular la producción por hora efectiva.

Cuando se trabaja un turno de 8 horas durante 25 días cada mes y con una eficiencia supuesta del 100%, el equipo se operaría 200 hs/mes, pero como no se logran eficiencias ideales, será necesario organizarse en 2 turnos o aprovechar las horas extras legalmente autorizadas, si se desea

trabajar cuando menos 200 hs. efectivas por mes. En esta forma quizá se acumulen a un valor promedio de tipo general de 2,000 hs/año y así tener a la depreciación de la maquinaria pesada que se usa en terracerías, en los plazos frecuentemente aceptados. Esto desde luego no es una regla, cada máquina se amortiza conforme a distintos criterios y mucho dependerá del tipo de esfuerzo a la cual se someta, pero ilustra la idea que se pretende en relación a las producciones y a la necesidad de una atención adecuada a las máquinas, pues en caso contrario se tiene una fuerte inversión de capital sin producir. En este sentido cada vez que se asignen recursos habrá que tratar de balancearlos de modo que todos trabajen a la máxima eficiencia. Es frecuente, cuando se visitan las obras, encontrar maquinaria en buen estado y ociosa, quizá en algunos casos por razones justificadas, pero esto debe ser la excepción, pues las máquinas se adquieren para trabajar y no para que estén paradas. En caso de valorizar lo que representa el equipo inactivo, en muchas ocasiones se podría especular sobre malos resultados.

El tiempo del ciclo T_c se forma:

1. Tiempos Fijos:

Tiempo de demoras
 Tiempo de maniobras
 Tiempo de carga
 Tiempo de acomodo
 Tiempo de descarga

2. Tiempos Variables:

Tiempo de ida
 Tiempo de regreso
 Tiempo para acelerar y desacelerar

Los tiempos de carga, para máquinas en buen estado, dependerán principalmente de una buena selección del equipo y de la habilidad del operador, por ejemplo, sería equivocado programar unidades de acarreo de gran capacidad cargadas con cargadores frontales de poca capacidad o viceversa. Lo mismo se puede decir de un grupo de motoescrepadoras sin usar tractor empujador o sin escarificar el material cuando se requiera, etc.

Los tiempos variables, llamados así al estar en función de las características del camino que recorre la máquina, dependerán de las condiciones de la superficie de rodamiento y de la pendiente, que generan fuerzas que se oponen al movimiento.

La resistencia al rodamiento es la fuerza que se debe vencer para que un vehículo transite sobre una superficie o camino. Está expresada por la siguiente relación:

$$RR = W \times r$$

RR = Resistencia al rodamiento en Kg.

W = Peso de la máquina y su carga en Kg.

r = Coef. de resist. al rodamiento que dependerá de la superficie del camino.

Existen coeficientes para cada tipo de camino y se calculan jalando una máquina a velocidad uniforme sobre una superficie horizontal. La fuerza que se aplica para esto es la resistencia al rodamiento, por lo que:

$$r = \frac{RR}{W} \text{ (medida con un dinamómetro)}$$

La experiencia señala que, en términos generales, para unidades de llanta

$$r = 0.02 \times 0.006 \text{ para cada cm. de penetración de la llanta.}$$

La presión de inflado de las llantas puede modificar la cifra anterior

FACTORES DE RESISTENCIA DE RODAMIENTO.

<u>TIPO DE CAMINO</u>	<u>COEFICIENTE</u>
Superficie estabilizada bien conservada sin penetración bajo carga.	.02
Firme de tierra que se ondula bajo carga mantenimiento regular.	.035
Camino de tierra con raíces, flexible bajo carga, sin mantenimiento y penetración de la llanta 2.5 a 5 cm.	.05
Camino de tierra suelta con raíces, inestable, sin mantenimiento. Penetración de la llanta de 10 a 15 cm.	.075
Arena y grava sueltas.	.10
Camino lodoso, sin mantenimiento.	.10 - .20

La resistencia a la pendiente:

$$RP = W \frac{\% \text{ de pend.}}{100}$$

RP = Resistencia a la pendiente en Kg.

W = Peso de la máquina y su carga en Kg.

% = Pendiente expresada en porcentaje

La resistencia total resulta:

$$RT = RR + RP$$

$$RT = W \left(r + \frac{\% \text{ pend}}{100} \right)$$

La resistencia total puede considerarse también como una resistencia a la pendiente:

$$RT\% = W (r\% + \% \text{ pend}).$$

$$RT\% = RR\% + RP\%$$

A la fuerza que puede desarrollar la máquina, que está en función de la potencia del motor, se le deduce la resistencia total y la fuerza sobrante se transforma en velocidad. Los proveedores de maquinaria publican catálogos y datos característicos para cada máquina en donde relacionan fuerza tractiva con velocidad, pero en caso necesario puede aplicarse la siguiente fórmula:

$$F = \frac{375 \times HP \times E}{V}$$

F = Fuerza tractiva en libras

HP = Potencia nominal de la máquina en caballos de potencia (unidades inglesas).

$E =$ Eficiencia (aprox. 0.8)

$V =$ Velocidad en millas/hora

La máxima fuerza tractiva que puede desarrollar una máquina está en función del coeficiente de tracción, que varía según la superficie de rodamiento y el tipo de apoyo de la máquina, sean orugas o llantas.

Una máquina de gran potencia en una superficie lisa o sobre hielo patinaría y la tracción utilizable sería mínima. Siempre debe verificarse la máxima fuerza tractiva que se expresa:

$$\text{Máxima Fza. Tractiva} = \text{Coeficiente de Tracción} \times W$$

en donde

$W =$ peso sobre el eje propulsor de la máquina.

En el caso de máquinas sobre orugas W es el peso total de la máquina y su carga, cuando se trata de equipo de llanta solo debe considerarse la carga sobre el eje propulsor.

(En la hoja 18 se presenta una tabla relativa a "Coeficientes de Tracción Aproximados".

Determinada la velocidad de marcha del equipo, se pueden obtener los tiempos variables:

$$T = \frac{\text{Distancia de Recorrido}}{\text{Velocidad}} \times \text{Coef. de Vel. media}$$

Es conveniente aplicar el coeficiente de velocidad media para compensar los tiempos para acelerar y desacelerar.

COEFICIENTES DE TRACCION APROXIMADOS.

<u>TIPO DE CAMINO</u>	<u>LLANTAS</u>	<u>ORUGA</u>
Concreto	.90	.45
Arcilla seca	.55	.90
Arcilla húmeda	.45	.70
Arena seca	.20	.30
Arena húmeda	.40	.50
Grava suelta	.36	.50
Tierra firme	.55	.90
Tierra suelta	.45	.60
Banco de roca	.65	.55

FACTORES PARA LA CONVERSION DE VELOCIDAD
MAXIMA A VELOCIDAD PROMEDIO.

Longitud de acarreo mts.	Unidad partiendo del reposo	Unidad de movimiento cuando entra en el camino de acarreo
0 - 117	0.25 - 0.50	0.50 - 0.70
117 - 229	0.35 - 0.60	0.60 - 0.75
229 - 458	0.50 - 0.65	0.70 - 0.80
458 - 764	0.60 - 0.70	0.75 - 0.80
764 - 1,170	0.65 - 0.75	0.80 - 0.85
1,170 o más	0.70 - 0.85	0.80 - 0.90

Se usa el factor mayor cuando: $\frac{\text{Peso del vehículo (kg)}}{\text{Potencia (HP)}} = 127 \text{ a } 155 \text{ kg/HP}$

Se usa el factor promedio cuando: $\frac{\text{Peso del vehículo (kg)}}{\text{Potencia (HP)}} = 155 \text{ a } 182 \text{ kg/HP}$

Se usa el factor menor cuando: $\frac{\text{Peso del vehículo (kg)}}{\text{Potencia (HP)}} = 182 \text{ kg/HP, en adelante.}$

Una vez que se conoce el tiempo del ciclo se puede calcular la producción por cada máquina y también el número de máquinas necesarias.

$$\text{Maq. necesarias} = \frac{\text{Producción horaria requerida}}{\text{Producción por máquina}}$$

Para establecer un criterio general del procedimiento de construcción que se aplicará a las terracerías de un camino o de un aeropuerto, se debe estudiar con cuidado la topografía del terreno, el perfil y la curva masa del proyecto, pues ésto orienta hacia las alternativas de selección del equipo, las que deben analizarse, para adoptar la más conveniente.

Las actividades principales que se ejecutan en terracerías se pueden agrupar:

Desmante

Despalme

Excavación en corte

Excavación en préstamo

Formación y compactación de terraplenes

Acarreos de materiales producto de excavaciones

Acarreo de agua para compactación

Existen diversos equipos que se pueden utilizar, pero en términos generales la decisión estará en gran parte influenciada por la distancia de acarreo de los materiales producto de las excavaciones, por esto es tan interesante revisar el perfil y el diagrama de masas del proyecto. En

tramos compensados o de desperdicio, con acarreo cortos, lo más conveniente es utilizar un tractor con hoja tapadera.

En zonas de terraplén formado con préstamos resultan muy aplicables las motoescrepas. Para excavaciones en cajón y acarreo largos, como los tajos de acceso de un túnel, se usarán excavadoras tipo cargadores frontales. En donde existe roca se puede modificar el procedimiento según el resultado del dinamitado de este tipo de suelo.

Las máquinas de uso más frecuente para las terracerías de un camino son:

- Tractores equipados con hoja topadora y escarificador.
- Motoescrepas empujadas o autocargables.
- Cargadores frontales. La pala mecánica resulta obsoleta para caminos.
- Camiones. Unidades de transporte.
- Equipos de compactación diversos.
- Equipos de barrenación.
- Compresores.
- Motoconformadoras.

Tractores con Hoja y Arado.

El tractor es la máquina básica en terracerías por su versatilidad. Se puede afirmar que en la ejecución de proyectos en donde exista movimiento de tierras, siempre habrá un tractor en la vanguardia del trabajo

y será quizá la última máquina en abandonar la obra terminada. Algunas aplicaciones principales en terracerías:

- Construcción de caminos de acceso.
- Desmonte.
- Despalme.
- Excavación de cortes y préstamos laterales.
- Acarreo de material.
- Empujar motoescrepas.
- Jalar escrepas (sin arado y sin hoja).
- Jalar equipos de compactación.
- Extender materiales y formar terraplenes.
- Escarificar (con arado).

En el mercado se encuentran tractores de distinto peso y potencia, desde 75 HP que pesa 6,200 kg., como el tipo D-4 de Caterpillar, hasta el tipo D-9 que tiene 385 HP y pesa 38,800 kg. El peso de la hoja topadora y el arado no están incluidos en los datos anteriores.

El tractor más utilizado en México es el D-8 de la Caterpillar, que pesa 28,100 kg., y tiene 270 HP, equipado con hoja recta y arado pesa 38,000 kg.

Existen otras marcas de características semejantes como Terex, International, Allis Chalmers, Komatsu, que pueden adquirirse, pero el comprador tomará la decisión más conveniente en función de oportunidad

y servicio.

Las hojas topadoras que se instalan al tractor pueden ser rectas, angulables, universales, empujadoras y desgarradoras. Las dos primeras son las más utilizadas. En general la hoja recta dará una mayor producción y es recomendable para terracerías. La hoja angulable es más versátil por lo que es muy popular entre el gremio de constructores. En caminos de penetración alojados en ladera, en donde el material se desperdicia por ser secciones en balcón, la hoja angulable es la que debe usarse a pesar de que su rendimiento teórico es 25% menor que el de una hoja recta.

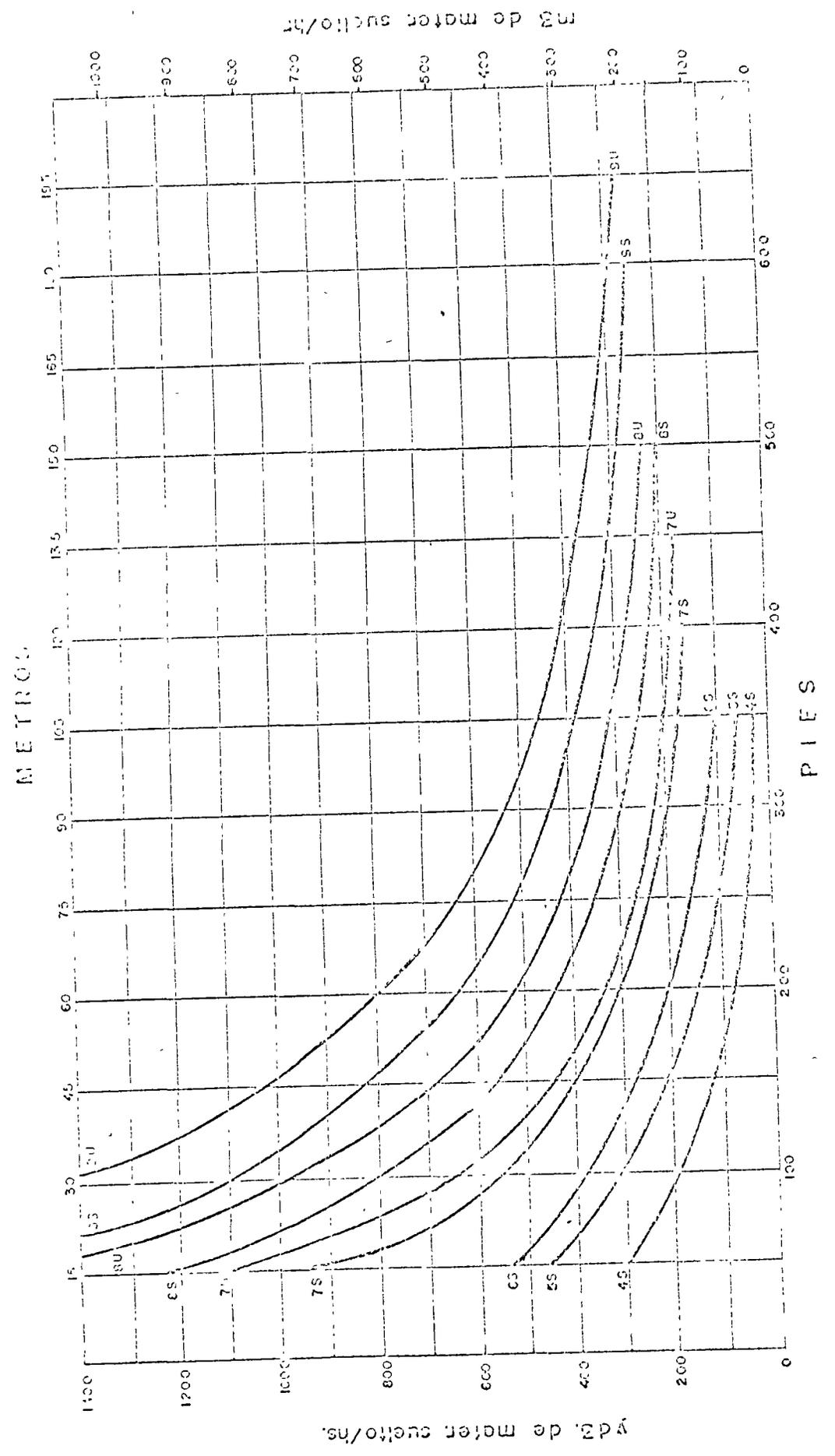
En tramos compensados de acarreos cortos, el bulldozer con hoja recta empujará más tierra. La distancia máxima recomendable para acarrear con tractor es de 100 mts., pero de 60 mts. en adelante la producción disminuye en forma muy acentuada. El tractor es una máquina que desarrolla fuerza tractiva a baja velocidad, por lo que no convienen acarreos largos.

La producción de un tractor equipado con hoja topadora se puede calcular con la fórmula general de producción:

$$P = \frac{C \times E}{T_c}$$

También midiendo en el terreno el volumen realmente movido en un plazo determinado. El manual de operación de Caterpillar presenta la siguiente figura:

PROCESO DE TRATAMIENTO DE AGUA
 1.000.000 GAL. Y 1.000.000 GAL.



RESUMEN DE LA MEDIA DE RECONOCIDO CON UNO TORNEO

La gráfica anterior de producción es ideal en las condiciones que siguen:

- Horas de 60 minutos.
- Peso Vol. suelto 1,370 Kg/M3
- Tiempos fijos 0.05 min.
- Porcentaje de abundamiento 30%
- La hoja se carga en 15 mts.

Por lo anterior la aplicación de la gráfica requiere los siguientes factores de corrección:

Operación:

Excelente	-	1.00
Regular	-	0.75
Mala	-	0.60

Material:

Suelto	-	1.20
Difícil de cortar	-	0.80
Difícil de acarrear	-	0.80
Roca tronada	-	0.70
Excavación en trinchera	-	1.20
Eficiencia horaria 50 min.	-	0.84
" " 45 "	-	0.75
Si se utiliza hoja angulable	-	0.75

Cuando se trabaja cuesta arriba el rendimiento disminuye 2% por cada 1% de pendiente aproximadamente. Así en una pendiente de 10% el factor de corrección sería 0.8 .

Se presenta el siguiente ejemplo para utilizar la gráfica:

Un D8H con una hoja recta 85 excava un material arcilloso muy empacado y acarrea a una distancia de 90 mts., en una pendiente positiva del 4%. El peso volumétrico suelto es de 1,650 Kg/M3 y se trabajan horas de 50 minutos con un operador mediano. Calcular la producción horaria.

De la gráfica la producción ideal es de 230 M3 sueltos hora.

Factores de Corrección.

Operación	—	0.75
Material difícil de cortar	—	0.80
Peso volumétrico	$\frac{1370 \text{ Kg/M}^3}{1650 \text{ Kg/M}^3}$	— 0.83
Eficiencia horaria	$\frac{50 \text{ min.}}{60 \text{ min.}}$	— 0.84
Pendiente	$100 - 0.02 \times 4$	— 0.92

Producción Real:

$$P = 230 \times 0.75 \times 0.80 \times 0.83 \times 0.84 \times 0.92 = 89 \frac{\text{M}^3 \text{ sueltos}}{\text{hora}}$$

Cuando sea posible debe procurarse siempre que las máquinas no trabajen cargadas cuesta arriba.

Se puede verificar el problema anterior mediante la fórmula general:

$$P = \frac{C \times E}{T_c}$$

Cálculo del Ciclo.

Considerando un coeficiente de resistencia al rodamiento de 0.04.

Capacidad de la hoja, tomados del catálogo del fabricante.

$$\text{Longitud} = 4.00 \text{ mts.}$$

$$\text{Altura} = 1.36 \text{ mts.}$$

$$\text{Capacidad} = Lh^2 = 4.00 \times (1.36)^2 = 7.4 \text{ M}^3 \text{ sueltos,}$$

esto considerando un talud de reposo
del material de 2:1 .

Peso del material excavado:

$$7.4 \text{ M}^3 \times 1650 \text{ Kg/M}^3 = 12,200 \text{ Kg.}$$

Resistencia total del tractor y la carga:

$$Rt \text{ del tractor } 38,000 (0.04 + 0.04) = 3,400 \text{ Kg.}$$

$$Rt \text{ de la carga } 12,200 \text{ Kg.} + 12,200 \times 0.04 = \underline{12,700}$$

$$\text{Resist. total} = 16,100 \text{ Kg.}$$

Para calcular la velocidad de ida:

$$V = \frac{375 \times 270 \text{ H.P.} \times 0.8}{16,100 \text{ Kg} \times 2.2 \frac{\text{lb}}{\text{Kg}}} = 2.28 \text{ mph}$$

$$V = 2.28 \text{ mph} \times 1.6 \frac{\text{Km.}}{\text{milla}} = 3.65 \text{ Kph.}$$

$$\text{Velocidad media} = 3.65 \times 0.8 = 2.92 \text{ Kph.}$$

Puede regresar a la velocidad máxima al bajar sin carga a razón de 13 Kph. Los fabricantes recomiendan que en reversa el tractor opere en segunda velocidad a 8.4 Kph. para no dañar el tránsito, por lo que se considera esta como velocidad media.

Tiempo del Ciclo.

$$\text{Ida} = \frac{90 \text{ m}}{2,920 \text{ m}} \times 60 \text{ min.} = 1.84 \text{ min.}$$

$$\text{Regreso} = \frac{90 \text{ m}}{8,400 \text{ m}} \times 60 \text{ min.} = 0.64 \text{ min.}$$

$$\text{Tiempos Fijos} = \frac{0.05 \text{ min.}}{2.53 \text{ min.}}$$

$$\text{Producción} = \frac{7.4 \text{ M3} \times 50 \text{ min./hr}}{2.53 \text{ min.}} = 146 \text{ M3 sueltos/hora}$$

Factores de Corrección.

$$\text{Operación} = 0.75$$

$$\text{Material difícil de cortar} = 0.80$$

$$\text{Peso Volumétrico (ya considerado)} = --$$

$$\text{Eficiencia horaria (ya considerada)} = --$$

$$\text{Pendiente (ya considerada)} = --$$

Producción Real:

$$P = 146 \text{ M3/h} \times 0.75 \times 0.80 = 88 \text{ M3 sueltos/hora}$$

Resultado similar al anterior.

Debe verificarse la máxima fuerza tractiva, usando el coeficiente de tracción de la tabla.

$$\text{Max. F.T.} = 38,000 \text{ Kg.} \times 0.9 = 34,200 \text{ Kg.}$$

valor superior a la resistencia total de 16,100 Kg.

En el caso de que el ejemplo fuera con tractores de transmisión directa, los tiempos fijos son de 0.1 min.

Arados .

En muchas ocasiones es necesario escarificar el material que se pretende excavar, mediante la aplicación del arado que se adapta a la parte posterior del tractor.

El peso y la potencia del tractor son definitivos en el uso de este aditamento, pues permiten encajar el diente y desgarrar el suelo.

Hay dos tipos de arado, bisagra y paralelogramo, de uno o tres vás-tagos.

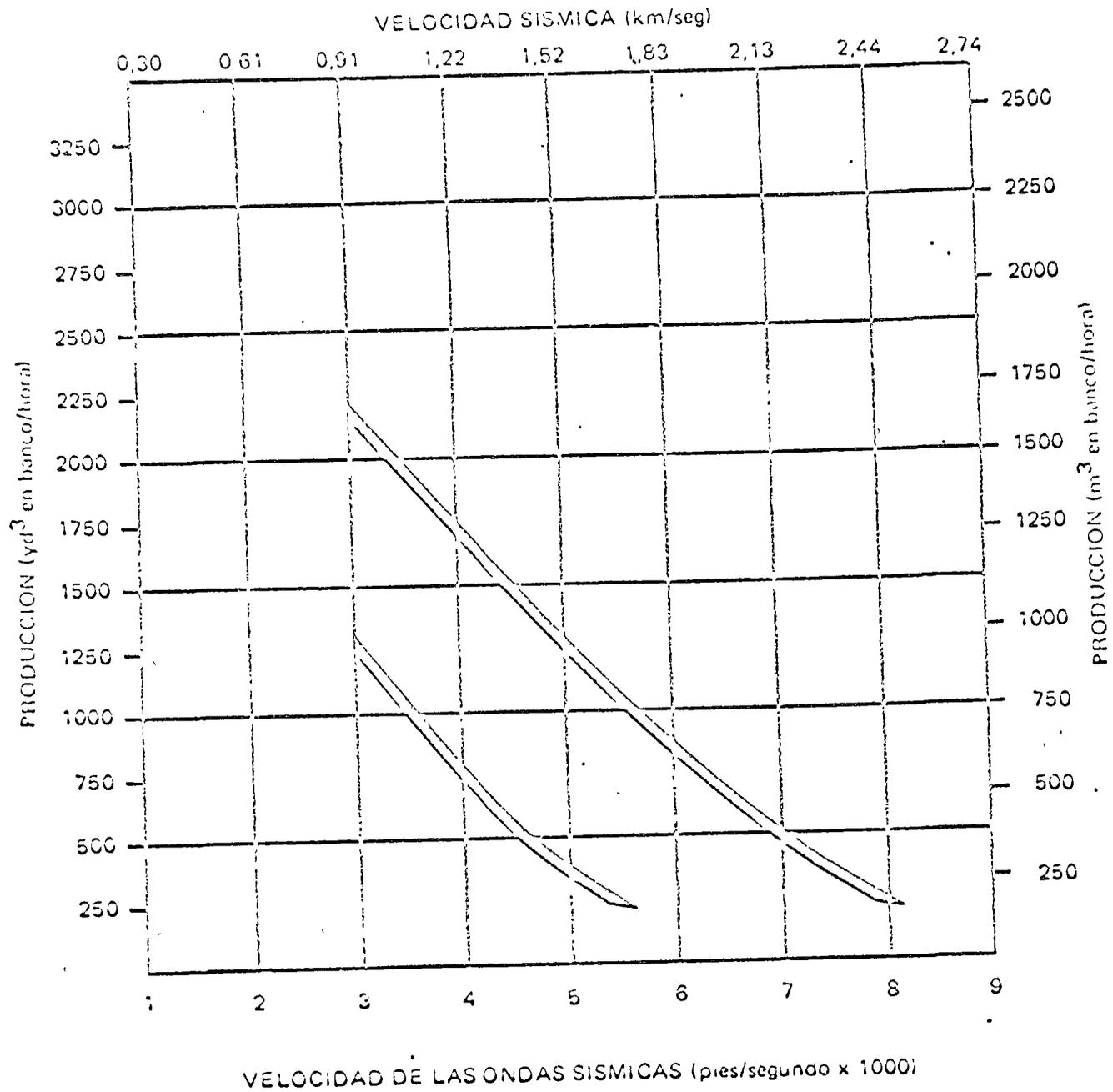
El más usado es el tipo paralelogramo de un solo diente.

Para determinar la conveniencia de aplicar explosivos o desgarrar el terreno con el arado, existen métodos que definen la velocidad sísmica del terreno y el grado de arabilidad para máquinas de diferente peso y potencia. Es frecuente que los tractores se adquieran siempre con arado y en esta forma se usará cuando sea necesario.

Sustituir barrenación y explosivos por el arado, en términos generales es ventajoso, sin olvidar que el deterioro de las máquinas desgarrando en condiciones adversas, aumenta del 40% al 60%, por lo que no debe abusarse de este método para afloje del material. El tránsito del tractor y en especial las zapatas son las partes que sufren el mayor desgaste, por lo que conviene usar zapatas de servicio extremo.

La producción de un tractor desgarrando se puede calcular de las gráficas que ofrece el fabricante.

PRODUCCION ESTIMADA DEL DESCARRADOR 8D montado en tractor D8H



La curva considera eficiencia del 100% y es mejor usar la de condiciones adversas, pues los rendimientos de un desgarrador son muy inciertos.

La forma más correcta para determinar la producción de un desgarrador es mediante la medición directa en el campo, sin embargo se puede calcular así:

$$P = \frac{V \times e \times p}{n} \times f \quad \text{en donde,}$$

P = producción en m³/hora

V = velocidad en m/hora

e = distancia entre pasadas sucesivas del arado en mts.

p = profundidad del desgarre o penetración del diente del arado en mts.

n = número de pasadas.

f = factor de trabajo, según las condiciones del suelo.

La velocidad en este caso es del orden de 1.5 Kph. y el tiempo fijo para que el tractor de la vuelta se considera de 0.25.

Ejemplo: Un tractor D8H equipado con arado 8D tipo paralelogramo de un solo diente, debe desgarrar roca con velocidad sísmica de 4,000 ft/seg. Penetración 0.60 m. Distancia entre pasadas sucesivas 0.90 m.

De la gráfica:

$$\text{Rendimiento} = 550 \text{ M}^3/\text{hora}$$

$$\text{Prod. Real} = 550 \frac{\text{M}^3 \times 50 \text{ min/h}}{\text{hora} \ 60 \text{ min/h}} = 460 \text{ M}^3 \text{ en banco/h.}$$

Otra forma de calcular el problema, sería considerar una distancia de 100 mts. en donde el tractor desgarrar de ida y vuelta.

$$\text{Tiempo de recorrido} = \frac{100 \text{ m}}{1500 \text{ m}} \times \frac{60 \text{ min.}}{\text{hora}} = 4.00 \text{ min.}$$

$$\text{Tiempos fijos para dar vuelta} = \frac{0.25}{4.25 \text{ min.}}$$

Número de ciclos en una hora:

$$\frac{50 \text{ min/hora}}{4.25 \text{ min/ciclos}} = 11.7 \text{ ciclos/hora}$$

$$\text{Volumen desgarrado/ciclo} = 100 \times 0.9 \times 0.6 = 54 \text{ M}^3$$

$$\text{Prod./hora} = \frac{54 \text{ M}^3}{\text{ciclo}} \times 11.7 \frac{\text{ciclos}}{\text{hora}} = 636 \frac{\text{M}^3 \text{ Banco}}{\text{hora}}$$

Finalmente se puede aplicar la fórmula; suponiendo $n = 1$

$$P = \frac{V \times e \times p}{n} \times f$$

$$P = 1,500 \frac{\text{m}}{\text{h}} \times 0.90 \times 0.60 \times f = 810 \times f \frac{\text{M}^3}{\text{hora}}$$

El factor f es del orden de 0.5 a 0.7 dependiendo de las condiciones del trabajo, por lo que

$$P = 810 \times 0.6 = 486 \text{ M}^3 \text{ banco/hora}$$

Como se observa en los tres casos de solución al problema se obtienen resultados diferentes que confirman la incertidumbre del rendimiento de un desgarrador. Si la máquina desgarrar y excava, situación frecuente

cuando se trabaja con bulldozer, el cálculo deberá hacerse con mayor cuido.

El tractor más eficiente en el afloje de un suelo desgarrándolo, es el más pesado, como el tipo D-9 de la Caterpillar que pesa 51,500 Kg., incluyendo hoja y arado. En ocasiones se utilizan tractores en tandem para desgarrar, el que va adelante encajando el arado en el terreno y presionado por la hoja del segundo tractor.

Cuando se trabaja en préstamos excavados por motoescrepas y la carga resulta difícil por ser suelos muy compactos o con un porcentaje de roca, los tractores además de actuar como empujadores pueden desgarrar el material. En estos casos y atendiendo al ciclo de trabajo de la motoescrepa, deberá balancearse el equipo para evitar demoras.

Motoescrepas.

La motoescrepa es una máquina ideal para trabajos de terracerías, especialmente en excavaciones en préstamo con acarreo desde 100 mts., hasta 3,000 mts. aproximadamente. Tiene la ventaja de que es una máquina que excava, acarrea y coloca el material en capas y lo deja en algunos casos semicompactado.

Consiste en un tractor de llantas, con uno o dos ejes, que jala una caja. Esta tiene en su parte inferior una cuchilla cortadora que penetra en el suelo por excavar, una compuerta que cierra cuando la caja está llena y abre para descargar. En la parte posterior de la caja, una placa

se desplaza hacia adelante para descargar.

La carga con motoescrepas se auxilia con tractores empujadores de modo que se suman las fuerzas tractivas de ambos para vencer la resistencia del suelo y con esto disminuir el tiempo de carga considerablemente y aumentar el rendimiento.

Existen escrepas que tienen instalado un mecanismo cortador elevador en la caja, a la manera de un elevador de canchales, que no requieren tractor empujador para auxiliar la carga, por ello se les denomina autocargables. Su aplicación está orientada hacia suelos ligeros, no muy compactos y en donde los cortes sean pequeños, son muy útiles en la nivelación de tierras o trabajos de emparejamiento de terrenos para urbanización y en algunos casos también para terracerías de caminos y aeropuertos.

Ultimamente los fabricantes han diseñado una motoescrepa que lleva un motor atrás, además del motor delantero de la máquina, con esto se logra aumentar la potencia y el rendimiento, pero adicionalmente se puede aplicar el método "push-pull", que consiste en que dos motoescrepas en tandem carguen a la vez en la zona de excavación, la primera empuja por la segunda y ésta jalada por la primera.

También existen las escrepas (no confundir con motoescrepas) remolcadas por tractor, pero se usan con menos frecuencia.

Hay una variedad de motoescrepas en el mercado en función de su capacidad y de la potencia del motor, para proyectos de caminos la más

popular es de 15M3 de capacidad copeteada y 300 H.P. de potencia, pues se puede empujar con un tractor tipo D8. Para motoescrepas de mayor capacidad se requieren empujadores como el D-9 o quizá dos tractores.

Para lograr mejores resultados en la operación de estas máquinas conviene atender la zona de carga, los caminos del recorrido, evitar en lo posible pendientes adversas con máquina cargada, facilidades en el sitio de descarga, tractor empujador en buenas condiciones y en ocasiones desgarrar el material por excavar. De lograr condiciones ideales en todo el proceso se pueden obtener excelentes resultados. Cuando las cantidades de obra son substanciales durante un período prolongado, quizá sea conveniente revestir el camino para lograr las velocidades máximas y no dañar el equipo; de cualquier modo la conservación y arreglo de los accesos es indispensable.

La producción de una motoescrepa se calcula con la fórmula general:

$$P = \frac{C \times E}{T_c} \times \text{Coef. de variación volumétrico}$$

Los tiempos fijos son del orden de 1.3 a 1.5 min.

Los variables dependerán de las resistencias al rodamiento, pendiente y altura sobre el nivel del mar. La fuerza tractiva máxima que puede desarrollar la motoescrepa estará limitada por la carga sobre el eje propulsor multiplicado por el coeficiente de tracción.

Los proveedores de equipo han preparado gráficas que facilitan el

cálculo de la producción que relacionan fuerza tractiva con velocidad de marcha y peso de la máquina y su carga, para cada tipo de motoescrepa y para el caso de pendientes adversas o pendientes favorables. Existen gráficas, también para cada máquina, que definen tiempos de recorrido, con carga o vacía, en función de la distancia y de las resistencias que presenta el camino.

La tabla que se presenta a continuación, en la página 37, también es útil.

Las cifras son del manual de operación de la Caterpillar exclusivamente para su modelo 621 de 300 H.P. y considera:

- Eficiencia horaria	60 min./hora
- Peso volumétrico	1780 Kg/M3 Banco
- Empujador	1 D8 H
- Capacidad Motoescrepa	12 M3 Banco
- Peso Motoescrepa vacía	24900 Kg.
- Tiempos fijos	1.3 min.

De modo que de usar esta tabla deben hacerse las correcciones necesarias.

Ejemplo:

Datos - Formación de un terraplén con material arcillo-gravoso proveniente de un banco de préstamo utilizando motoescrepas Cat. 621 y empujador.

G21 (300 H.P.) ESTIMATED HOURLY PRODUCTION IN BANK CUBIC YARDS (BCY) & BANK CUBIC METERS (Bm³)

DOY & Dm³ / H.P.
G21 (Cushion Tires)

Wheel Tractor-Scrapers-G3

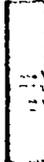
Total Effective Gr. 15*		2%			6%			10%		
Approx. Total Resistance*		40 lb/Ton - (20 kg/t) Good			120 lb/Ton - (60 kg/t) Average			200 lb/Ton - (100 kg/t) Poor		
Haul Distance (One Way)		Cycle Time	Hourly Production		Cycle Time	Hourly Production		Cycle Time	Hourly Production	
FEET	METERS	MINUTES	B.C.Y.	(Bm ³)	MINUTES	B.C.Y.	(Bm ³)	MINUTES	B.C.Y.	(Bm ³)
500	150	2.07	464	355	2.22	433	331	2.46	391	299
1000	300	2.50	384	294	2.86	335	256	3.43	280	214
1500	450	2.88	333	255	3.48	276	211	4.40	218	167
2000	600	3.25	296	226	4.08	236	180	5.37	179	137
2500	750	3.61	266	203	4.67	208	157	6.34	152	116
3000	900	3.97	242	185	5.26	182	139	7.31	131	100
3500	1050	4.33	221	169	5.85	164	125	8.28	116	89
4000	1200	4.70	204	156	6.44	149	114	9.25	104	79
4500	1350	5.06	190	145	7.02	137	104	10.22	94	72
5000	1500	5.42	177	135	7.61	126	96	11.19	86	66
5500	1700	5.78	166	127	8.20	117	90	12.16	79	60
6000	1850	6.15	156	119	8.78	109	84	13.13	73	56
6500	2000	6.51	148	113	9.37	102	78	14.10	68	52
7000	2150	6.87	140	107	9.95	96	74	15.07	64	49
7500	2300	7.23	133	101	10.54	91	70	16.04	60	46
8000	2450	7.59	126	97	11.12	86	66	17.01	56	43
8500	2600	7.96	121	92	11.71	82	63	17.98	53	41
9000	2750	8.32	115	88	12.29	78	60	18.95	51	39
9500	2900	8.68	111	85	12.88	75	57	19.92	48	37
10000	3050	9.04	106	81	13.46	71	55	20.89	46	35

*1% adverse grade = 20 lb/Ton (10 kg/t)

Considerations: 8 Speed Power Shift Transmission
100% Efficiency (60 Min. Hour)
Material: 3000 lb/Cu. Yd. (1780 Kg/m³)
Pusher: 1 DCH

Scrapor Payload
48000 lb. (21800 Kg.)
16 BCY (12 Bm³)
Empty Weight--54,800 lb. (24900 Kg.)

Included in Cycle Times
0.8 min. Load Time, 0.5 min. Maneuver & Spread
Accelerates from 2.5 MPH (4.0 Km/h)
Decelerates to 2.5 MPH (4.0 Km/h)



Peso vol. Banco del material	-	1840 Kg/M3
Coef. de variación volumétrica	-	0.72
Coef. de compactación	-	0.80

El camino es de tierra firme con un coef. de resistencia al rodamiento de 0.035 y un coef. de tracción para llantas de 0.55.

Longitud 1000 mts. y con una pendiente adversa de 5% del banco al terraplén, altura sobre el nivel del mar - 3600 mts.; capacidad de la motoescrepa 62l copeteada = 15.3 M3 sueltos.

Peso de la motoescrepa 62l vacía - 24,900 Kg.

Solución:

La capacidad de la 62l medida en banco:

$$15.3 \text{ M3 sueltos} \times 0.72 = 11.2 \text{ M3 Banco}$$

Peso motoescrepa vacía — 24,900 Kg.

Peso carga $11.2 \text{ M3} \times 1840 \frac{\text{Kg}}{\text{M3}}$ — 20,600 Kg.

Peso total: 45,500 Kg.

La resistencia total que se opone al movimiento:

$$RT = RR + RP = W (r + p)$$

$$RT = 45,500 \text{ Kg.} (0.035 + 0.050) = 45,500 \text{ Kg.} \times 0.085$$

$$RT = 3,850 \text{ Kg.} \times 2.2 \frac{\text{lbs.}}{\text{Kg.}} = 8,470 \text{ lbs. durante el recorrido de ida.}$$

Calculemos la velocidad de ida:

Solución del mismo problema pero utilizando la tabla.

Será necesario interpolar para una distancia de 1,000 mts. y una resistencia total de 8.5%

$$\begin{aligned} \text{Para 1000 mts. y 6\%} \quad \text{Prod.} &= 130 \text{ M3/hora} \\ \text{Para 1000 mts. y 10\%} \quad \text{Prod.} &= \underline{92 \text{ M3/hora}} \\ \text{Diferencia} &= 38 \text{ M3/hr. en 4\%} \end{aligned}$$

Interpolando para 1,000 mts. y 8.5% obtenemos:

$$\text{Prod.} = 106 \frac{\text{M3 Banco}}{\text{hora}}$$

Factores de corrección:

Eficiencia horaria	$\frac{50 \text{ min.}}{60 \text{ min.}}$	—	0.83
Peso volumétrico	$\frac{1780 \text{ Kg/M3}}{1840 \text{ Kg/M3}}$	—	0.97
Altura sobre nivel del mar		—	0.97
Diferencia en volumen	$\frac{11.2 \text{ M3}}{12 \text{ M3}}$	—	0.93

$$\text{Prod.} = 106 \frac{\text{M3}}{\text{hr.}} \times 0.83 \times 0.97 \times 0.97 \times 0.93$$

$$\text{Prod.} = 77 \frac{\text{M3 Banco}}{\text{hora}}$$

Resultado similar al calculado con el método anterior.

Es necesario calcular el número de motoescrapas para un tractor empujador. El ciclo del empujador es:

$$\begin{aligned} \text{Ciclo tractor empujador} &= 0.25 \text{ min.} + 140\% \text{ del tiempo de carga} \\ &= 0.25 \text{ min.} + 1.4 \times 0.6 \\ &= 1.09 \text{ min.} \end{aligned}$$

por lo tanto

$$\begin{aligned} \text{No. de motoescrapas/tractor} &= \frac{\text{ciclo motoescrapa}}{\text{ciclo empujador}} \\ &= \frac{7.38 \text{ min.}}{1.09 \text{ min.}} \\ &= 6.77 \text{ motoescrapas} \end{aligned}$$

Se usarán 7 motoescrapas.

Producción total horaria del conjunto

$$\text{Prod. total} = 76.5 \frac{\text{M3}}{\text{hr.}} \times 7 = 535 \frac{\text{M3 Banco}}{\text{hora}}$$

Para tener el equipo balanceado en la zona de relleno se requiere compactar e incorporar agua para tratar un volumen de

$$\frac{535 \text{ M3 Banco}}{0.72} = 744 \frac{\text{M3 sueltos}}{\text{hora}}$$

o también si nos referimos al volumen compacto:

$$535 \text{ M3 Banco} \times 0.8 = 428 \frac{\text{M3 compactos}}{\text{hora}}$$

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: CARACTERISTICAS DEL CONCRETO HIDRAULICO
PARA PAVIMENTOS.

PROFESOR: ING. ROBERTO SANCHEZ TREJO



CARACTERISTICAS DE CONCRETO HIDRAULICO PARA PAVIMENTOS.

El concreto hidráulico que se emplea en pavimentos debe ser durable y resistente a las cargas y al desgaste; estas propiedades están directamente relacionadas entre si, pues un concreto resistente a cargas por lo general es durable y resistente al desgaste por abrasión. La resistencia del concreto para pavimentos se mide por su resistencia a la flexión o módulo de rotura. Las características principales de un concreto para pavimentos, son las siguientes:

1.- COMPOSICION

La composición del concreto hidráulico para pavimentos es básicamente la misma que la del concreto para otras estructuras. Esencialmente está constituido por los mismos ingredientes: cemento, agua, grava, arena y aditivos químicos.

Existen, sin embargo, algunas diferencias substanciales que caracterizan al concreto para pavimentos. Puede decirse que este concreto se ubica entre el concreto masivo, por ejemplo para una presa de gravedad, y el concreto estructural, por ejemplo para ser colocado mediante bombeo.

1. A.- GRAVA Y ARENA.- El concreto para pavimentos normalmente requiere contenidos bajos de arena, a semejanza con el concreto masivo. Sin embargo, los consumos de cemento usuales son altos y más semejantes a los del concreto estructural. El tamaño del agregado, aún cuando puede llegar a ser hasta de 2 1/2" ó 3", es normal que se limite a 1 1/2" ó 2", por las restricciones del equipo y los requisitos de acabados. Al respecto puede decirse que el concreto para pavimentos se encuentra también a la mitad del camino entre el concreto masivo y el concreto estructural.

La grava o agregado grueso para concreto de pavimentos puede ser indistintamente natural ó triturada. No existe preferencia, pues ambas tie-

nen ventajas e inconvenientes; por ejemplo, las gravas redondeadas producen concretos más trabajables, pero, eventualmente, reducen la resistencia a la tensión del concreto. La arena que se utiliza en el concreto para pavimentos debe ser, preferentemente, arena de río, bien graduada, que cumpla con todos los requisitos normales y que contenga un cierto porcentaje de finos por debajo de las mallas 100 y 200. Se hace notar que las arenas gruesas, o aquellas "muy limpias" con un contenido bajo de finos, propician el "sangrado" del concreto fresco; esta deficiencia es posiblemente la que causa mayores daños a los pavimentos.

1. B.- CEMENTO.- El cemento portland que se utiliza normalmente en pavimentos es del Tipo I. Sin embargo, se nota en México cierta tendencia a preferir el uso del cemento Tipo III. A este respecto conviene decir que probablemente el mejor cemento para ser usado en pavimentos es el cemento Tipo II modificado y que en los E. E. U.U. de Norteamérica existe una marcada preferencia por este tipo de cemento.

1. C.- ADITIVOS.- También por lo que se refiere a aditivos o aditivos químicos, se puede decir que en el concreto para pavimentos se utilizan esencialmente los mismos que en los concretos ordinarios. Sin embargo, existen razones para cierta preferencia por el uso de reductores de agua, fluidizantes y especialmente retardadores de fraguado e inclusores de aire.

2.- CARACTERISTICAS DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO

En su estado fresco en concreto para pavimentos tiene quizá mayor semejanza con el concreto masivo que con el concreto estructural.

2.A.- REVENIMIENTO Y TRABAJABILIDAD.- En general se trata de un concreto de bajo revenimiento (de 2 a 7 cms) y de buena trabajabilidad. Es decir, se requiere el diseño de un concreto que, a pesar de tener un revenimiento bajo, sea manejable con los medios tradicionales usados en la obra y que ofrezca facilidades de colocación y acomodo para ser debidamente compactado; especialmente durante la vibración, se requiere que permita el ascenso de una cierta

cantidad de finos necesarios para lograr el acabado de las superficies.

2. B.- SANGRADO Y SEGREGACION.- Como se dijo, el peor enemigo de los pavimentos es el sangrado del concreto. Por esta razón, con frecuencia se hace necesario tanto el uso de arena con cierta graduación y contenido de finos, como el uso de aditivos inclusores de aire. Por otro lado, la segregación es otro de los aspectos indeseables en el concreto para pavimentos, aún cuando no es muy frecuente. Puede decirse que en general este último defecto se evita con el uso de revenimientos bajos y una proporción adecuada de los tamaños del agregado grueso.

2. C.- FRAGUADO Y ENDURECIMIENTO.- El control del fraguado y endurecido es muy importante en el concreto para pavimentos; en general, es conveniente un fraguado lento para permitir las operaciones de acabado del concreto, y a la vez es necesario un endurecimiento rápido, para evitar que los agentes externos deterioren la superficie del concreto terminado. Al respecto, el uso de ciertos aditivos retardadores del fraguado inicial y final, permite obtener resistencias altas a edades cortas.

3.- PROPIEDADES DEL CONCRETO ENDURECIDO

3. A.- RESISTENCIA.- La resistencia es la característica principal del concreto endurecido en pavimentos; se mide por medio del módulo de rotura, que es la resistencia a tensión del concreto determinada por medio de pruebas de flexión de vigas con carga al centro o en los tercios del claro.

Puede decirse que, en general, la resistencia a flexión aumenta al aumentar la resistencia a la compresión del concreto. Sin embargo, el establecimiento de "reglas" aplicables a todos los casos para relacionar estas resistencias, puede conducir a situaciones totalmente alejadas de una realidad práctica.

Debido a la gran sensibilidad de las pruebas de flexión, lo que puede producir una notable dispersión de resultados, se considera factible, empleando-

gráficas de correlación adecuadas entre módulo de rotura y resistencia a compresión, controlar la resistencia a tensión ó módulo de rotura por medio del ensayo a compresión, que, por ser más simple y requerir menos cuidados que el ensayo de vigas, puede proporcionar buenos resultados.

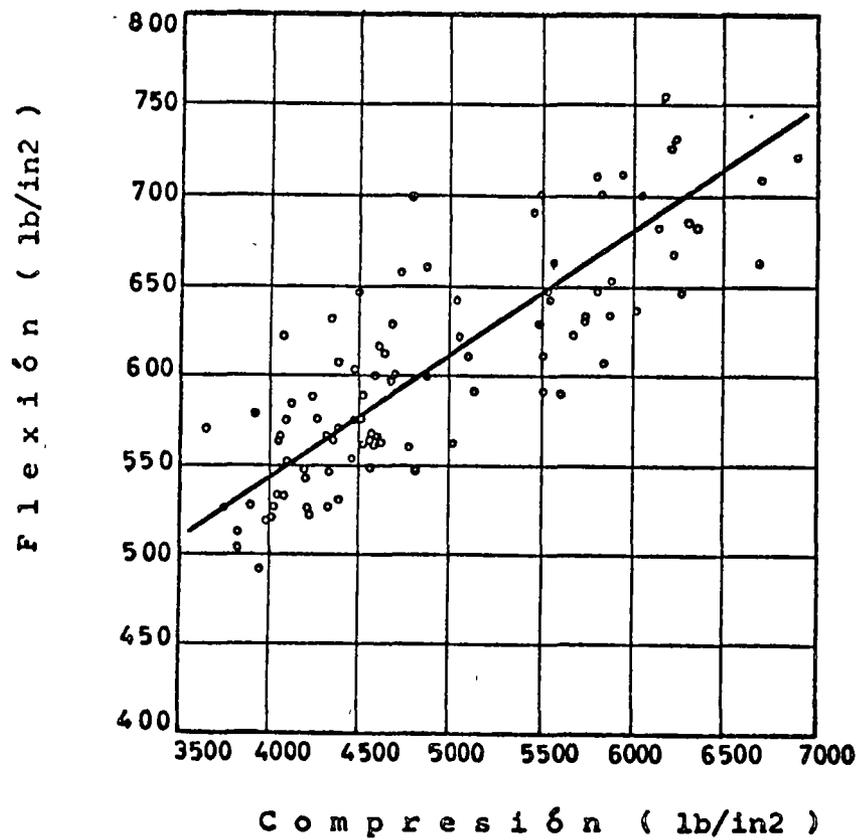
De acuerdo con las conclusiones de Walker y Bloem (Studies of Flexural Strength of Concrete; Proceedings ASTM, 1957), se establece que:

- Si se tiene una gran variedad de ingredientes y proporcionamientos, la relación existente entre las resistencias a compresión y flexión resulta de carácter muy general; a pesar de que la resistencia a la flexión tiende a incrementarse cuando la resistencia a compresión se incrementa, no existe una relación consistente entre las dos.
- Cuando se separan los resultados de resistencia tomando en cuenta el agregado grueso, es evidente una buena correlación entre flexión y compresión.
- Una vez que se ha establecido una curva de correlación entre compresión y flexión, para un lote dado de materiales, la prueba de compresión puede proporcionar un buen índice de la resistencia potencial a la flexión.
- Estableciendo anticipadamente la resistencia a la compresión que es necesaria para asegurar un buen nivel de resistencia potencial a la flexión, la prueba de compresión puede emplearse como un control de campo, evitando el uso de pruebas en vigas, tan delicadas y sensibles.

3. B.- DEFORMABILIDAD.- Los concretos para pavimentos deben ser concretos densos, con bajos contenidos de agua y altos consumos de grava, con objeto de evitar, hasta donde sea posible, los cambios volumétricos y hacer al pavimento lo mas rígido posible.

3. C.- ROTURA.- Las fracturas en las losas que forman el pavimento se deben generalmente a la incapacidad de éstas para soportar las cargas del tránsito y/o a fallas en los apoyos. La fractura o rompimiento, se genera cuando los esfuerzos impuestos por las cargas del tránsito son mayores que la resistencia a la flexión del concreto.

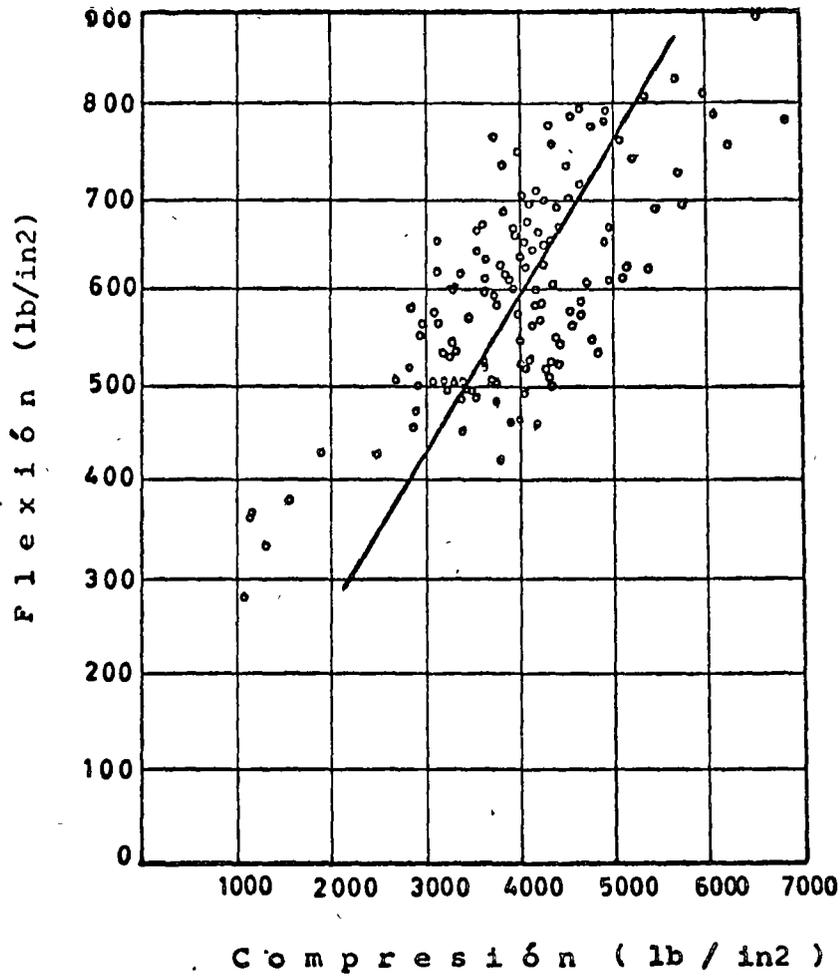
3. D.- AGRIETAMIENTO.- La principal causa de agrietamiento es la contracción natural del concreto, debido a lo cual se trata de elaborar concretos densos, con bajos contenidos de agua y altos contenidos de grava, a fin de evitar ó reducir estas contracciones; existen otras causas de agrietamiento como son: distancia excesiva entre juntas, curado deficiente, juntas mal construídas, aserrado extemporaneo, etc.



$$Y = 0.0671 X + 275 \text{ (lb/in}^2\text{)}$$

$$Y = 0.0671 X + 19.37 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Walker and Bloem (1957)



$$y = 0.167 X - 66.66 \quad (\text{lb/in}^2)$$

$$Y = 0.157 X - 4.69 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

C. E. Kesler (1954)

Pavimento de Concreto Hidraulico

Aeropuerto La Paz B.C.

RESISTENCIA A FLEX I (kg/cm2)

60
55
50
45
40
35

$f_x = 0.077 C + 27.68$

$Y = 0.077 X + 27.68$
 $r = 0.579$

RESISTENCIA A COMPRESION (kg/cm2)

RST(1969)

200 250 300 350

6

R S T (1969)

CARTA DE CONTROL

AEROPUERTO LA PAZ B. C.

DE RESISTENCIAS DE CONCRETO

PLANTA :

MR =

kg/cm²

T.M. =

PERIODO:

rev =

cm

Edad =

días

kg/cm²

RESISTENCIAS A FLEXION

60

50

40

30

20

ENSAYO

10

20

30

40

50

60

hoja 1

$$f = 0.077 C + 27.68$$

————— (Valores individuales de resistencia a la flexión).
- - - - - (Valores estimados de resistencia a flexión a partir de los valores de resistencia a compresión).

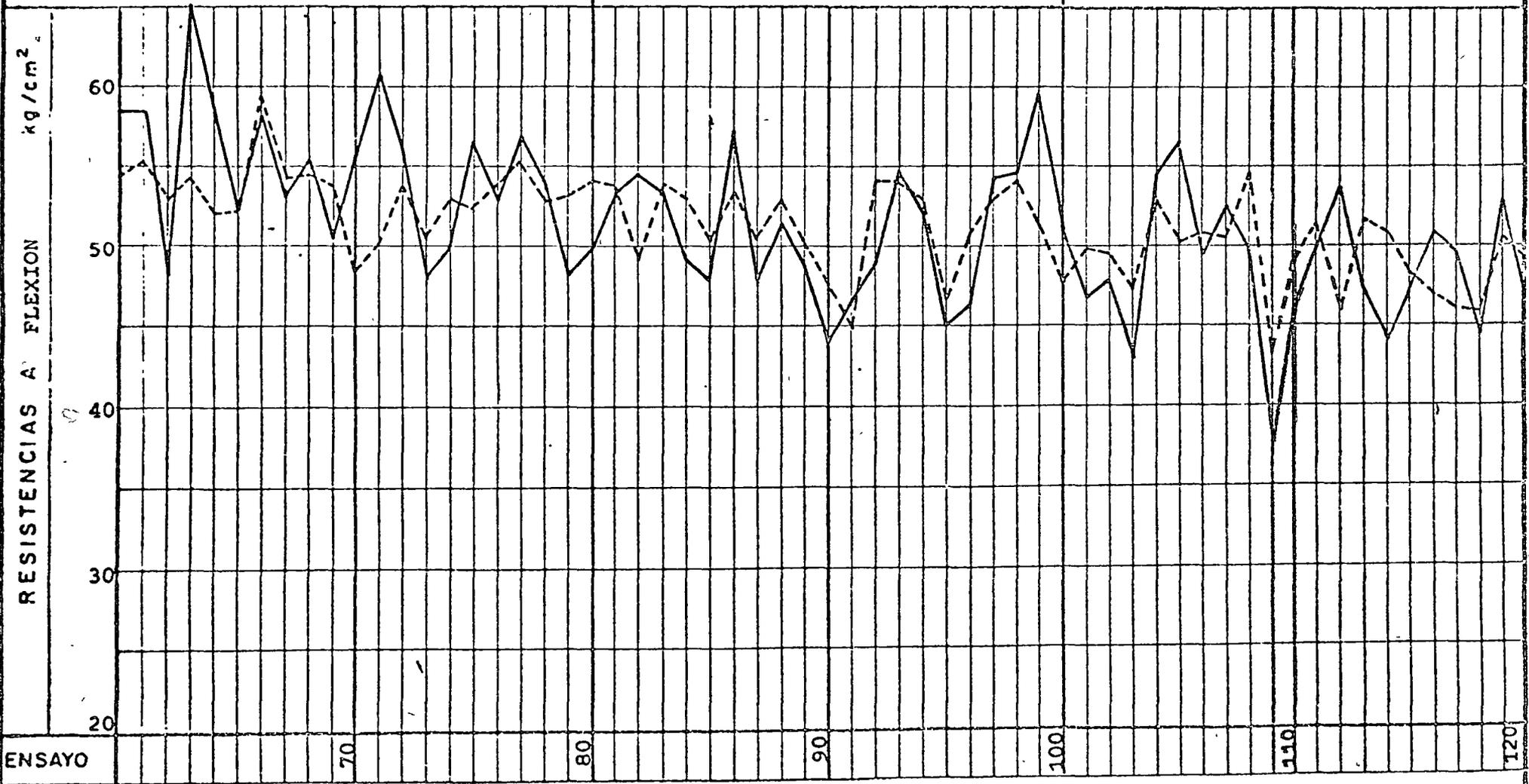
RST (1969)

CARTA DE CONTROL
DE RESISTENCIAS DE CONCRETO

AEROPUERTO LA PAZ B. C.

PLANTA :
PERIODO :

MR= kg/cm² T. M. =
rev= cm Edad = días



ENSAYO 70 80 90 100 110 120

$f = 0.077 C + 27.68$

————— (Valores individuales de resistencia a la flexión).
- - - - - (Valores estimados de resistencia a flexión a partir de los valores de resistencia a compresión).

Pavimento de Concreto Hidraulico
Aeropuerto La Paz B.C.

RESISTENCIA A FLEXION (kg/cm²)

60

55

50

45

40

200

250

300

350

RESISTENCIA A COMPRESION (kg/cm²)

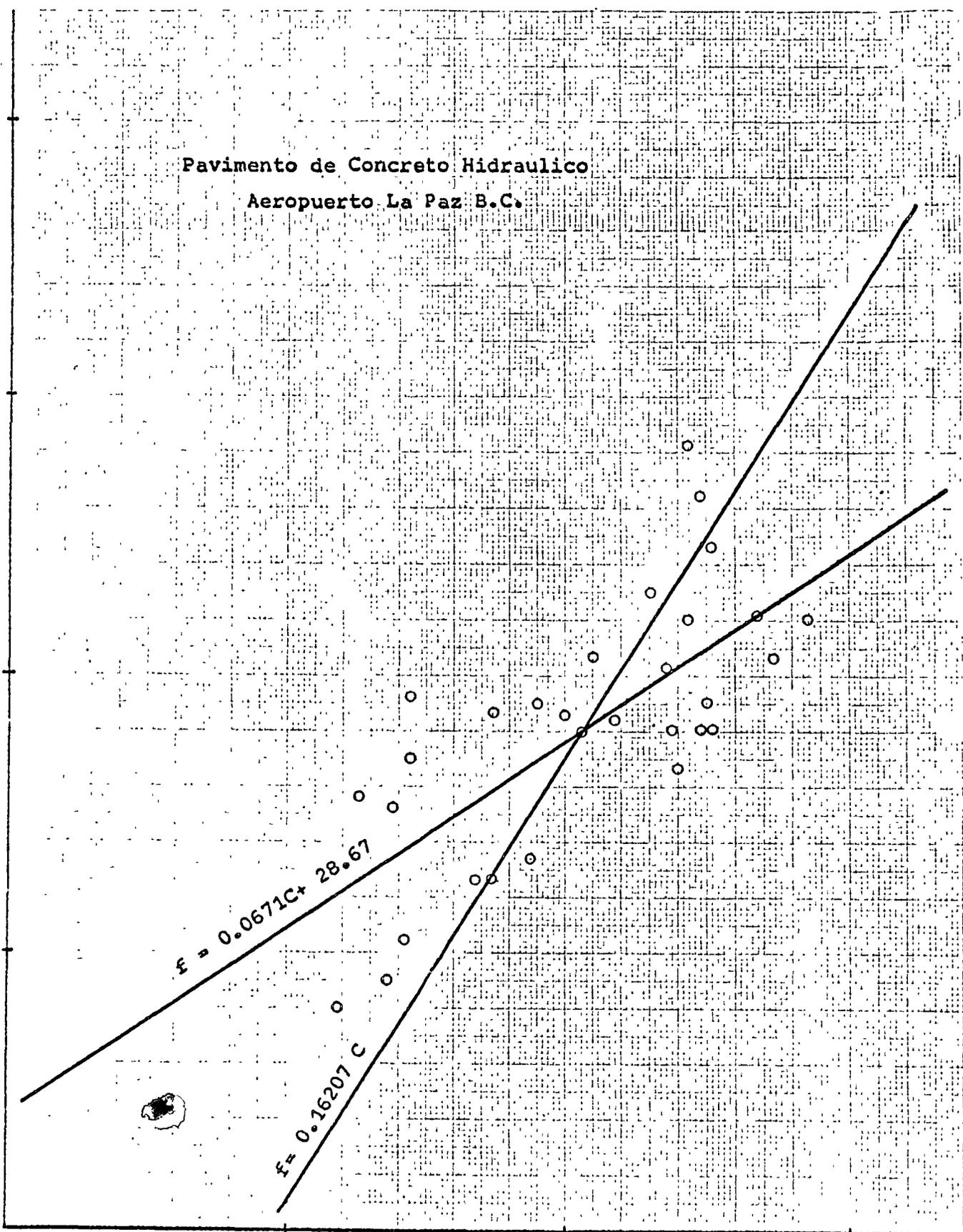
$$F = 0.0671C + 28.67$$

$$F = 0.16207 C$$

$$Y = 0.0671 X + 28.67$$

$$r = 0.7062$$

RST (1969)



RST (1969)

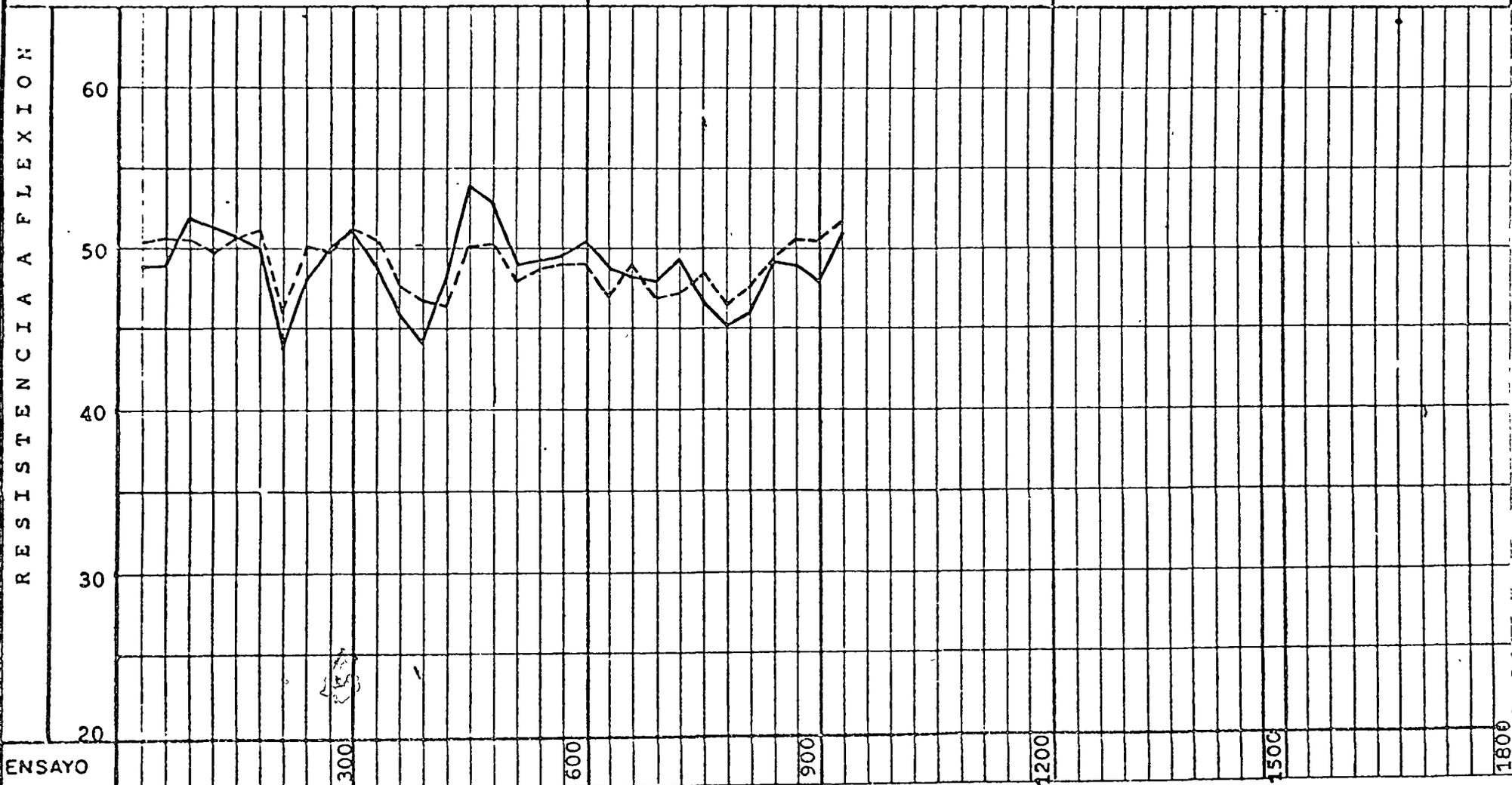
CARTA DE CONTROL
DE RESISTENCIAS DE CONCRETO

AEROPUERTO FEDERAL

La Paz B. C.

PLANTA :
PERIODO:

MR = kg/cm² T.M. =
rev = cm Edad = días



$f = 0.0671C + 28.67$

————— (\bar{X}_f) (Resistencia a la flexión promedio de 30 ensayos)
 - - - - - (\bar{X}_f) (Resistencia promedio a Flexión estimada del valor correspondiente a compresión)

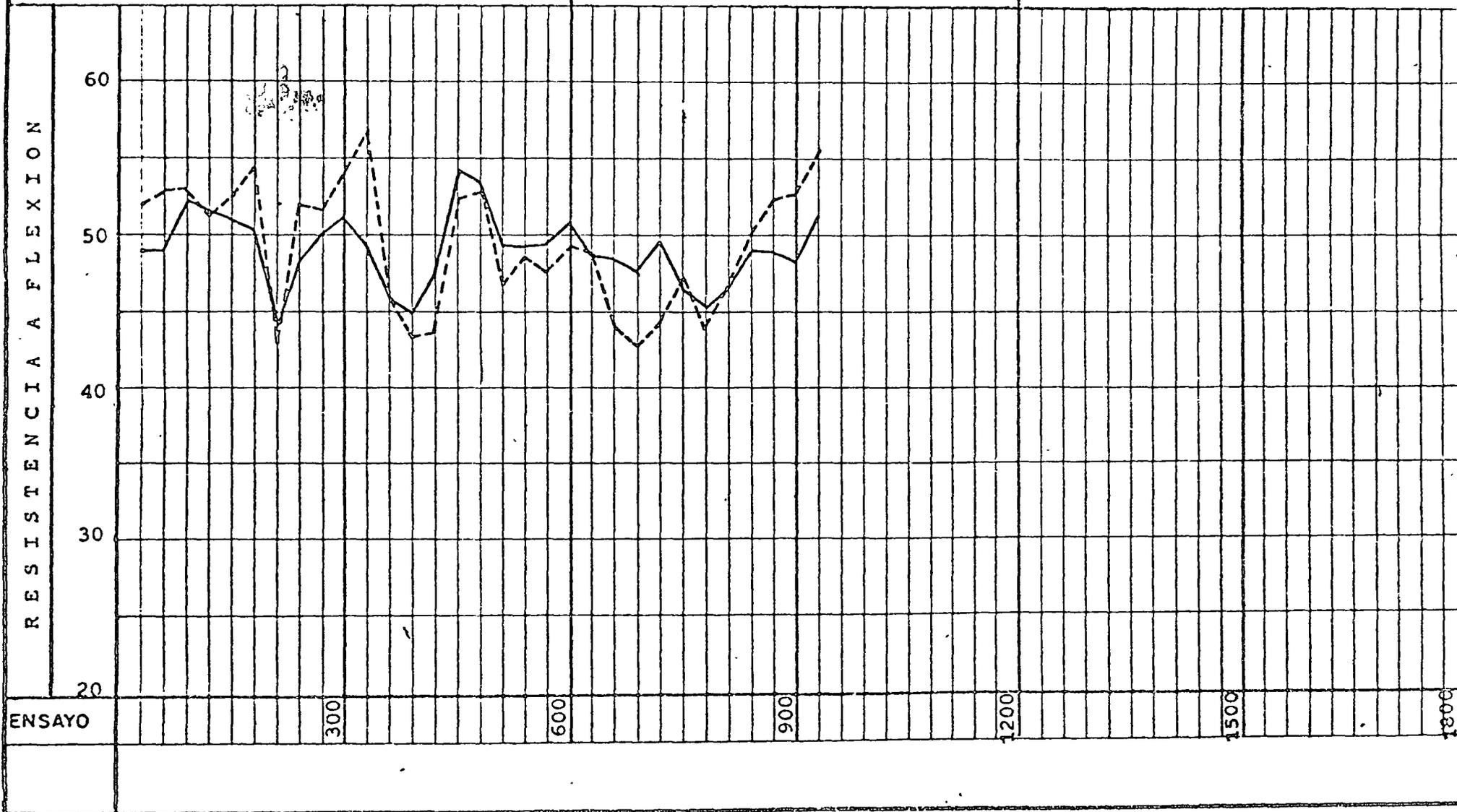
RST (1969)

CARTA DE CONTROL
DE RESISTENCIAS DE CONCRETO

AEROPUERTO FEDERAL
La Paz B. C.

PLANTA :
PERIODO:

MR = kg/cm² T.M. =
rev = cm Edad = días



$f = 0.162 C$

————— (\bar{X}_f) (Resistencia a la flexión promedio de 30 ensayos)
- - - - - (\bar{X}_f) (Resistencia promedio a Flexión estimada del valor correspondiente a -- compresión)

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA, FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.

RECOMMENDED PRACTICE FOR CONSTRUCTION OF CONCRETE PAVEMENTS
AND CONCRETE BASES

(PRACTICA RECOMENDADA PARA LA CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS
Y BASES DE CONCRETO)

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, COMMITTEE 316



CAPITULOS 7, 8 y 9

Traducción por: R. Sánchez Trejo.

CAPITULO VII.- Propiedades del Concreto y Proporciones de Materiales

7.1 Definición General.- Los pavimentos de concreto y en muchos aspectos las bases de concreto, están expuestos a condiciones muy severas. Además del tráfico, se presentan muchos otros factores que tienden a su destrucción. Los pavimentos están sujetos a cambios rápidos de temperaturas extremas, abrasión, aplicación de sales, así como a un soporte errático de la sub-rasante en todas las edades después de las primeras horas. Por estas razones y, por supuesto, por razones económicas, se justifica en su diseño un cuidado extra considerable.

Cualquiera que sea el método elegido para su proporcionamiento, el concreto producido deberá alcanzar resistencia compatible con el diseño estructural, contener aire incluido dentro del rango recomendado al tamaño de agregado y para la zona en la cual va utilizarse, y, en forma más importante, poseer una relación agua-cemento no mayor que la recomendada para las condiciones de exposición previstas. Cuando se usa una mezcla de materiales cementantes, la relación agua-cemento deberá reflejar el uso de estos materiales.

7.2 Requisitos Especiales para Pavimentos y Bases.

7.2.1.- Revenimiento, Contenidos de Agua y de Aire.- El contenido de agua deberá mantenerse tan bajo como sea práctico, con objeto de producir un concreto denso y durable, con el sistema de vacíos requerido.

7.2.2.- Tamaño Máximo de Agregado Grueso.- Las observaciones del concreto existente en la región pueden ser útiles, si la calidad del agregado es dudosa. Cierta reducción en el tamaño máximo del agregado permisible puede mejorar la resistencia a la congelación.

7.2.3.- Adicionantes.- Uno o más adicionantes pueden ser útiles en la mayoría de las situaciones, pero no debería usarse ninguno sin una evaluación cuidadosa antes del inicio del trabajo, usando materiales de la obra, tal como debería hacerse para el concreto sin adicionantes. Las evaluaciones se hacen preferentemente mediante revolturas de prueba de tamaño normal. El reporte "Adicionantes para Concreto" del Comité 212 de ACI, de noviembre de 1973, deberá usarse como guía para el uso adecuado de adicionantes.

7.2.4.- Resistencia al Deslizamiento.- Se ha encontrado que una relación agua-cemento baja es útil para mantener las cualidades de resistencia al deslizamiento de la superficie de un pavimento de concreto. Algunos agregados son más susceptibles de ser pulidos que otros y las experiencias locales en las áreas de tráfico intenso deberán observarse.

7.3 Proporcionamientos

Las especificaciones deberán establecer límites para los siguientes factores básicos del diseño de mezclas: relación agua-cemento máxima, o resistencia mínima, o contenido mínimo de cemento. Adicionalmente, deberán especificarse el contenido mínimo de aire, el máximo revenimiento y el tamaño máximo de agregado. Los pesos de báscula preliminares pueden determinarse de la experiencia, o bien de tablas con relaciones aproximadas o de pequeñas revolturas de prueba. Independen

dientemente de como se determinen inicialmente los pesos de báscula, finalmente deberán establecerse de revolturas de tamaño natural al inicio de la obra. El reporte del Comité ACI 211 "Práctica recomendada para la selección de proporcionamientos de concreto de peso normal" contiene un procedimiento, paso a paso, para determinar los pesos de báscula y tablas de relaciones aproximadas.

Cuando se especifique un contenido mínimo de cemento, como criterio de calidad del concreto para un pavimento, este Comité recomienda un mínimo de 335 Kg de cemento /m³ de concreto.

Si, como alternativa, se establece un factor de diseño para las mezclas, es decir, resistencia requerida, consistente con un determinado revenimiento y un cierto contenido de aire, puede usarse menos cantidad de cemento por metro cúbico de concreto, especialmente si se utilizan ciertos adicionantes y/o ciertas combinaciones de cementantes. En cualquier caso, la mezcla determinada deberá tener propiedades aceptables de colocación y acabado y tendrá una resistencia a la compresión de 280 Kg/cm² en promedio a 28 días.

Además, la mezcla diseñada tendrá una resistencia a la flexión de 45 Kg/cm² en promedio a 28 días. No más del 20% de los especímenes ensayados tendrán valores de resistencia inferiores a 45 Kg/cm² y el promedio del cualquier grupo de cuatro ensayos consecutivos deberá ser mayor que 42 Kg/cm².

Si el ingeniero de diseño tiene otros parámetros en mente, el contenido de cemento requerido por m³ de concreto deberá elevarse o disminuirse; en la misma forma, de acuerdo con su mejor juicio, podrá elevarse o reducirse los límites de-

resistencia. El Comité recomienda que en ningún caso el contenido de cemento sea menor de 280 Kg/m^3 , ni que la resistencia promedio a la flexión sea menor de 38 Kg/cm^2 . Cuando no sea posible usar una mezcla siguiendo una cierta recomendación de diseño, como por ejemplo en obras pequeñas, entonces la Tabla 1 puede emplearse para establecer las mezclas de prueba adecuadas para las condiciones establecidas.

CAPITULO 8- CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA RAPIDA

8.1.- Métodos de Producción.- La resistencia elevada a temprana edad puede requerirse para la puesta en servicio, lo mas pronto posible, de algunas secciones del pavimento, o bien por otras razones. El concreto de resistencia elevada a temprana edad puede producirse mediante:

8.1.1.- El uso de cemento portland de alta resistencia rápida Tipo III o III-A, en vez del cemento portland normal (Tipo I ó I.A ó Tipo II ó II.A);- o mediante,

8.1.2.- Una reducción de la relación Agua-cemento por medio del uso de cantidades adicionales de cemento portland normal.

8.1.3 El uso de cloruro de calcio como uno de los ingredientes del concreto en dosis entre 1% y 2% si se usa cloruro de calcio tipo I y entre 0.8% y 1.6% si se usa cloruro de calcio tipo II. Los porcentajes mencionados se refieren al peso del cemento. El cloruro de calcio deberá adicionarse en solución. Es

PROPORCIONAMIENTOS BASADOS EN FACTOR DE CEMENTO MINIMO Y RELACION AGUA - CEMENTO MAXIMA.

Concreto	Agregado Grueso	Proporciones de la Mezcla (por saco de cemento de 50 Kg).		
		Agua (litros)	Agregado Grueso (Kg)	Agregado Fino (Kg)
Simple	Grava redondeada	22.2	165.6	83.9
Simple	Grava triturada	24.4	151.9	90.7
Simple	Escoria triturada	26.6	117.9	99.8
Con aire incluido	Grava redondeada	20.0	165.6	72.6
Con aire incluido	Grava triturada	22.2	151.9	81.6
Con aire incluido	Escoria triturada	24.4	117.9	88.4

NOTA 1.- Con estas proporciones se intenta producir concreto con un contenido de 335 Kg de cemento por metro cúbico y revenimiento entre 4 y 7.5 cm. adecuado para equipo normal de colocación. Si se usa vibración el revenimiento deberá reducirse a valores entre 1.5 y 5 cm y los pesos de báscula deberán ajustarse para conservar el mismo volumen y el mismo factor de cemento.

NOTA 2.- Se ha supuesto un contenido de aire de 1% para concreto simple y de 5.5% para concreto con aire incluido.

NOTA 3.- Los pesos de agregados están basados en valores de densidad de materiales saturados y superficialmente secos, de 2.65 para arena y gravas y 2.25 para escoria. Para otros valores, los pesos deberán ajustarse en proporción directa a las densidades. Los pesos de agregados y las cantidades de agua de mezclado deberán ajustarse para tomar en cuenta la humedad natural de los agregados.

NOTA 4.- Se supuso como agregado fino una arena natural bien graduada de una finura (MF entre 2.6 y 2.9) promedio.

conveniente proporcionar la solución de tal forma que un litro contenga medio kilo de cloruro de calcio tipo I ó .4 Kg cloruro de calcio tipo II.

8.1.4.- El uso de adicionantes químicos que cumplan los requisitos de ASTM, C-494, tipos A, B, C, D y E. Aún cuando los tipos B y D son retardadores con respecto al fraguado inicial y final, su uso en dosificaciones normales, a temperaturas superiores a 18°C, casi siempre incrementará considerablemente la resistencia a 3 días y en ocasiones aún a 24 horas.

CAPITULO 9 - MEZCLADO

9.1 Planta Dosificadora.- La planta deberá disponer de silos o compartimentos separados para cada tamaño de agregado y para el cemento a granel, cuando se utilice. También deberá contar con equipo adecuado de dosificación que incluya tolvas pesadoras, básculas y controles de dosificación. El cemento a granel deberá pesarse en una tolva separada y no en forma acumulativa con los agregados, excepto en el caso de plantas automáticas o semi-automáticas con controles electrónicos. El tamaño de las básculas deberá ser el adecuado para hacer la pesada de una revoltura completa en una sola operación.

El equipo de pesado deberá ser capaz de efectuar mediciones precisas y uniformes de todos los materiales dosificados en la planta. La precisión del equipo de-

pesado deberá verificarse periódicamente durante la operación de la planta.

9.2.- Manejo y Medición de materiales.

9.2.1.- Se usará indistintamente cemento a granel o ensacado, pero no ambos al mismo tiempo. El cemento a granel deberá medirse por peso con una tolerancia máxima de 1% de error. Cuando el cemento se usa ensacado el tamaño de la revoltura será tal que no se permita el uso de fracciones de saco de cemento.

9.2.2.- Los agregados deberán pesarse con una tolerancia máxima permisible de más o menos 2% de error.

9.2.3.- El agua de mezclado puede medirse por peso o por volúmen. La medición del agua deberá hacerse con una tolerancia de más o menos 1% de error. No deberá permitirse el uso del agua utilizada para el lavado de las mezcladoras como una porción del agua de mezclado.

9.2.4 Los adicionantes, excepto fly ash y puzolanas, deberán usarse en forma líquida y serán dosificados por peso o por volúmen con una tolerancia de un 5%. Deberá utilizarse un dispositivo adecuado para la medición y suministro de los adicionantes líquidos. Si se usa un aditivo inclusor de aire junto con un adionante químico, cada uno deberá medirse y adicionarse a la mezcla separadamente, para evitar cualquier contacto entre ellos antes de que se encuentren en la mezcla. El fly ash y la puzolana deberán dosificarse por peso.

9.3.- CONCRETO MEZCLADO EN PLANTA CENTRAL

9.3.1. Las centrales de mezclado en la obra deberán satisfacer los "Requisitos para Plantas de Concreto" de la "Oficina de Fabricantes de Plantas de Concreto". Independientemente del tamaño, el tiempo requerido de mezclado deberá especificarse como aquel que, según se demuestre por ensayos, tenga como resultado un mezclado satisfactorio. El tiempo de mezclado no será menor de 50 segundos. Cuando no se lleven a cabo pruebas de comportamiento de mezcladoras, el tiempo mínimo de mezclado será de 75 segundos, siempre y cuando se logre el mezclado aparente de los materiales durante la carga a la entera satisfacción del ingeniero. Un mezclado previo de los materiales en la banda es necesario para obtener mezclas uniformes.

El mezclado del concreto deberá continuar, durante el tiempo requerido, después de que todos los ingredientes, excepto el agua y los aditivos, se encuentren en el compartimiento de mezclado y antes de que sea descargada cualquier parte de la revoltura. En mezcladoras de tambor múltiple el tiempo de transferencia debe contarse como parte del tiempo de mezclado. El tiempo máximo permisible de mezclado no deberá exceder el mínimo especificado en mas de 60 segundos.

9.3.2.- Transporte del Concreto Mezclado. Cuando se usa equipo de transporte no-agitador para acarrear el concreto al punto de descarga, ésta deberá completarse dentro de los 45 minutos siguientes al mezclado. En caso de emergencia, el tiempo de acarreo puede incrementarse a aquel que, según lo determine el ingeniero, no resulte en una pérdida de revenimiento inconveniente. Bajo condiciones que contribuyen al rápido endurecimiento del con -

creto o cuando la temperatura del mismo a la descarga es superior a 28°C, el tiempo entre el mezclado y la descarga no deberá exceder de 30 minutos.

9.4.- MEZCLADO EN EL SITIO

9.4.1.- Acarreo de Materiales Dosificados a la Mezcladora. Los vehículos para el transporte de materiales, de la planta de dosificación a las mezcladoras para pavimentos, deberán contar con compartimentos de capacidad adecuada para el acarreo de cada revoltura separada e inalterada.

Los separadores entre los compartimentos, de los camiones para acarrear varias revolturas, deberán estar cerrados para prevenir el flujo de materiales entre revolturas. El cemento puede ser transportado en cajas cerradas separadas, o bien mezclado con los agregados en el camión dosificador. Cuando se transporte el cemento en contacto con los agregados, el mezclado del concreto deberá iniciarse dentro de una hora y media después de que el cemento se adicionó a los agregados.

9.4.2.- Las mezcladoras para pavimentos, usadas para mezclar concreto en el sitio, deberán satisfacer los requisitos de la "Oficina de Fabricantes de Mezcladoras" de la "Asociación General de Contratistas de América". Si se propone el uso de algún otro tipo de mezcladora, esta deberá ser del tipo que apruebe el ingeniero. La mezcladora de pavimentos deberá estar equipada con una tolva de carga adecuada, depósito de agua, un dispositivo para la medida del agua y un surtidor para adiconantes líquidos. También deberá contar con "TIMER" automático y los controles neces-

rios de tal forma que el agua pueda ser descargada solamente mientras la mezcladora está siendo cargada y que cierre automáticamente la palanca de descarga hasta que la revoltura se haya mezclado el tiempo requerido. Los adiconantes líquidos deberán dosificarse con el agua que entre a la mezcladora. La mezcladora deberá mostrar una placa instalada por el fabricante indicando su capacidad y al número de revoluciones por minuto recomendado. Las mezcladoras deberán ser accionadas a la velocidad recomendada por el fabricante, durante el mezclado del concreto. El volumen de los materiales mezclados por revoltura no deberá exceder la capacidad establecida en mas de 10%.

La mezcladora para pavimentos deberá ser capaz de combinar los materiales dosificados en una masa uniforme y completamente mezclada, dentro del tiempo especificado, y de descargar la revoltura sin segregación. Cada revoltura de concreto deberá mezclarse por un minuto ó más, después de que todos los materiales sólidos se encuentren en el tambor de la mezcladora. Los materiales deberán cargarse dentro de la mezcladora al final del primer cuarto de tiempo especificado de mezclado. El contenido total del tambor deberá ser descargado después de que cada revoltura haya sido mezclada al tiempo requerido. La distribución del concreto en la subrasante se hará mediante la pluma y el bote de la pavimentadora. El concreto deberá ser mezclado solamente en las cantidades requeridas para uso inmediato; no deberá usarse cualquier concreto que haya endurecido de tal forma que no pueda ser colocado adecuadamente.

No deberá permitirse el reemplado del concreto que haya endurecido parcialmente, mediante el uso de agua adicional. La mezcla deberá limpiarse a intervalos adecuados. Las aspas de "Levante" y de "Descarga" en el tambor deberán repararse o reponerse cuando se hayan desgastado 2 cms. o más.

9.5.- CONCRETO PREMEZCLADO

El concreto premezclado o cualquier otro concreto proveniente de mezcladoras estacionarias, ubicadas fuera del sitio de colocación, deberá ser mezclado y transportado al sitio de acuerdo con las Especificaciones ASTM de concreto los requisitos de la (ASTM-C94). Los camiones mezcladores deberán satisfacer los requisitos de la "Oficina de Fabricantes de Camiones Mezcladores" de la "Asociación Nacional de Concreto Premezclado". Deberá disponerse del equipo adecuado para transferir el concreto del vehículo de transporte y distribuirlo uniformemente y sin segregación dentro de la forma.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TEMA: SELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTOS

PROFESOR: ING. ALBERTO MORENO BONETT

6.- EQUIVALENCIAS FINANCIERAS, EVALUACION DE PROYECTOS.

Introucción.- Analizar para inversión es de hecho asignar un recurso: dinero. Este recurso tiene entre otras características importantes el deterioro según leyes preestablecidas. -- Aquí interesa definir tanto la cantidad de recursos por asignar como la oportunidad con que debe hacerse dicha asignación. Así pueden distinguirse dos tipos de problemas:

- a) dadas dos inversiones posibles definir cuál se debe llevar a cabo en primer lugar.
- b) dado un conjunto de posibles inversiones y una restricción presupuestal, determinar cuáles de entre ellas deben llevarse a cabo.

Por lo que se refiere al primer tipo, los criterios de valor presente y de tasa interna de recuperación, dentro de un análisis que compare o maneje beneficios y costos en diversas formas, permiten establecer un orden de prelación entre inversiones según se verá en este capítulo.

Por lo que hace al segundo tipo, la decisión ya no es tan simple. Así en la literatura se encuentran modelos de la Programación Matemática o de la Teoría de Decisiones que estudian distintos casos clasificando a los proyectos atendiendo a interdependencia, divisibilidad, horizonte de planeación y características de los beneficios (deterministas o aleatorios).

Interés compuesto.- El interés puede interpretarse como el dinero pagado por el uso de capital prestado. La tasa de interés i es la relación de la cantidad ganada al capital prestado para un período específico, - generalmente un año.

Cuando se habla de interés compuesto, la duración de un préstamo P se divide en varios períodos. Al final del primer período se calcula el interés ganado I y se suma al valor inicial del préstamo. La suma $P + I$ se considera como el valor del préstamo para el segundo período y así - enseguida. De esta manera el interés ganado durante cada período también gana intereses durante los períodos que le siguen.

Como ilustración considérese una suma de \$ 300 (P) que se deposita en una cuenta con interés compuesto del 4% anual (i). La cantidad F_1 pagadera al final del primer año será :

$$F_1 = 300 + (300)(0.04) = \$ 312$$

En el segundo año el interés se deberá tanto a la inversión inicial como al interés del primer año, esto es :

$$\begin{aligned} F_2 &= 312 + 312 (0.04) \\ &= 312 + 12.48 = 324.48 \end{aligned}$$

Tasas de interés nominal y efectiva.- En la práctica es común que se mencionen operaciones a interés compuesto con una tasa anual capitalizable en períodos que son fracciones de año; por ejemplo se habla del 8% anual capitalizable al trimestre para referirse a una tasa real de 2% -

trimestral.

Si se invierten \$ 200 a una tasa nominal del 8% anual capitalizable trimestralmente, al final del primer año se tendrá:

$$\begin{aligned}
F(3 \text{ meses}) &= 200 + (200)(0.02) = \$ 204 \\
F(6 \text{ meses}) &= 204 + (204)(0.02) = \$ 208.08 \\
F(9 \text{ meses}) &= 208.08 + (208.08)(0.02) = \$ 212.24 \\
F(1 \text{ año}) &= 212.24 + (212.24)(0.02) = \$ 216.48
\end{aligned}$$

Si se comparan el valor futuro de \$ 200 después de un año al 8% anual (\$ 216) y el 8% anual capitalizable al trimestre (\$ 216.48), se observa claramente que la recuperación es afectada por la forma de capitalización.

Las tasas de interés nominales se comparan calculando la tasa de interés efectiva, esto es la relación entre la recuperación anual y el capital invertido. Así para \$ 200 invertidos al 8% anual se tiene:

$$\text{Tasa de interés efectiva} = \frac{F_1 - P}{P} = \frac{216 - 200}{200} = 0.08$$

y al 8% anual capitalizable trimestralmente:

$$\begin{aligned}
\text{Tasa de interés efectiva} &= \frac{F - P}{P} \\
&= \frac{216.48 - 200}{200} = 0.0824
\end{aligned}$$

En general, si m es el número de períodos de capitalización por año y j la tasa de interés nominal, entonces:

$$\text{Tasa de interés efectiva} = \left(1 + \frac{j}{m}\right)^m - 1$$

Así para la tasa nominal del ejemplo se tiene $j = 0.08$ y $m = 4$, luego:

$$\begin{aligned} \text{Tasa de interés efectiva} &= \left(1 + \frac{0.08}{4}\right)^4 - 1 \\ &= (1.01)^4 - 1 \\ &= 1.0824 - 1 = 0.0824 \end{aligned}$$

Fórmulas de equivalencia.- Dos cosas se dicen equivalentes cuando producen el mismo efecto. Anteriormente se ha visto que una tasa de interés efectiva del 8.24% es equivalente a una tasa de interés nominal al 8% capitalizable cada trimestre. También se vio que \$ 300 depositados al 4% anual, dentro de 2 años tendrán un valor de \$ 324.48. Luego -- \$ 300 ahora son equivalentes a \$ 324.48 dentro de dos años si ellos -- trabajan al 8% anual.

En las fórmulas de equivalencia desarrolladas más adelante se usa la siguiente notación:

i = tasa de interés anual (o de otro período de tiempo) expresado en tanto por uno

n = número de años (o períodos)

P = suma actual de dinero (por ejemplo inversión fija inicial sujeta a depreciación)

F = valor que alcanza P después de n años (o períodos) al interés compuesto i

R = pago uniforme que se hace al final de cada año o período durante un número n de años de tal manera que la suma de la serie finita de pagos sea equivalente al valor inicial P a la tasa de interés i

Equivalencia entre un capital inicial P y un capital final F. -- Si un capital P se coloca al interés compuesto i, al cabo del primer año (o período) se le sumarán los intereses Pi; el capital pasa a ser P + Pi, o sea P(1+i). Al cabo del segundo año, el capital P(1+i) con intereses a la tasa i habrá ganado P(1+i)i intereses convirtiéndose en:

$$P(1+i) + P(1+i)i = P(1+i)(1+i) = P(1+i)^2$$

Análogamente se demuestra que al tercer año el capital será P(1+i)³. -- Después de n años el valor F alcanzado por P será:

$$F = P(1+i)^n \quad (6.1)$$

El factor (1+i)ⁿ está calculado en tablas especiales para distintos valores de i y de n. Se le llama factor de interés compuesto singular.

Basta multiplicar un capital inicial P por este factor, para encontrar el valor que alcanzará P después de n años al interés compuesto i.

Despejando P, resulta :

$$P = \frac{F}{(1+i)^n} = F(1+i)^{-n} \quad (6.2)$$

La fórmula (6.2) permite calcular P conocidos los otros datos. Equivale a descontar, con intereses compuestos, una suma F, que tendrá vigencia en n años más.

Este tipo de cálculo se llama actualización. La aplicación de la fórmula (6.2) permite actualizar una sola cantidad; hay fórmulas, cuya deducción se verá más adelante, que permiten actualizar una serie de valores si son iguales.

El factor (1+i)⁻ⁿ es el factor singular de actualización y su valor también se encuentra en tablas especiales. Se trata simplemente del recíproco del factor de interés compuesto. Se llama singular porque permite

mensual o con otra del 13% semestral. ¿Cuál es la mejor de las dos posibilidades?

La posibilidad más atractiva es la que tiene menor tasa de interés efectiva. Para el 12% mensual se tiene:

$$\begin{aligned}
 \text{Tasa de interés efectiva} &= \left(1 + \frac{0.12}{12}\right)^{12} - 1 \\
 &= (1.01)^{12} - 1 \\
 &= 1.127 - 1 = 0.127
 \end{aligned}$$

y para el 13% semestral resulta:

$$\begin{aligned}
 \text{Tasa de interés efectiva} &= \left(1 + \frac{0.13}{2}\right)^2 - 1 \\
 &= (1.065)^2 - 1 \\
 &= 1.134 - 1 \\
 &= 0.134
 \end{aligned}$$

y consecuentemente la tasa nominal del 12% mensual es la más adecuada.

Ejemplo 6.2. - El tenedor de un bono que valdrá \$ 2,000 dentro de 6 años lo ofrece en \$ 1,500. ¿Qué tasa de interés compuesto ganará el comprador?

Se tiene $P = 1,500$, $F = 2,000$, $n = 6$ y la fórmula (6.1) queda:

$$\begin{aligned}
 1,500 (1+i)^6 &= 2,000 \\
 (1+i)^6 &= \frac{2,000}{1,500} = 1.33
 \end{aligned}$$

y entrando a las tablas se obtiene $i = 4.9\%$

Ejemplo 6.3.- ¿A que tasa de interés compuesto anual debe trabajar una suma dada de dinero para que se doble en 10 años?

Se tiene $P = P_1$, $F = 2P_1$, $n = 10$ y la fórmula (6.1) queda :

$$P_1 (1+i)^{10} = 2P_1$$

$$(1+i)^{10} = 2$$

y en las tablas se obtiene $i = 7.2\%$

Ejemplo 6.4.- ¿En cuantos años se duplicará una cantidad de dinero si se pone a trabajar a una tasa de interés compuesto del 3.5% anual capitalizable semestralmente?

Se tiene $P = P_1$, $F = 2P_1$, $i = 0.0175$ y la fórmula (6.1) queda :

$$P_1 (1+0.0175)^n = 2P_1$$

$$(1.0175)^n = 2$$

y entrando a las tablas se obtiene $n = 40$ semestres = 20 años.

Ejemplo 6.5.- Calcule el valor presente de \$ 1,000 pagaderos dentro de 9 años si el dinero trabaja al 4% anual capitalizable semestralmente.

Se tiene $F = 1,000$, $i = 0.02$, $n = 18$ y la fórmula (6.2) queda :

$$P = \frac{F}{(1+i)^n} = \frac{1,000}{(1.02)^{18}}$$

en las tablas se lee $(1.02)^{-18} = 0.70016$

$$P = (1,000) (0.70016) = \$ 700.16$$

Ejemplo 6.6. - Encuentre el valor presente de \$ 750 pagaderos dentro de 6 años y medio si el dinero trabaja al 4% anual capitalizable semestral mente.

Se tiene $F = 750$, $i = 0.02$, $n = 13$ y la fórmula (6.2) queda :

$$P = \frac{F}{(1+i)^n} = \frac{750}{(1.02)^{13}}$$

en las tablas se lee $(1.02)^{-13} = 0.77303$, luego :

$$P = (750) (0.77303) = \$ 579.77$$

Equivalencia entre una serie uniforme de valores anuales R y un valor final F . - Supóngase que durante n años se coloca una cantidad R , al interés compuesto i , capitalizando al final de cada año.

La cantidad R , colocada al final del primer año, ganará intereses durante $(n-1)$ años. De acuerdo con la fórmula (6.1), se convertirá en $R(1+i)^{n-1}$. El pago que se haga al final del segundo año se convertirá en $R(1+i)^{n-2}$ y así sucesivamente, hasta que el último pago, al final del año n , quedará solo en R .

Al cabo de n años, se tendrá un equivalente igual a la suma de estas acumulaciones parciales. Si se llama F a la suma se tendrá:

$$\begin{aligned}
 F &= R + R(1+i) + R(1+i)^2 + \dots + R(1+i)^{n-1} \\
 &= R \left[1 + (1+i) + (1+i)^2 + \dots + (1+i)^{n-1} \right]
 \end{aligned}$$

El paréntesis es una progresión geométrica cuya suma vale $\frac{(1+i)^n - 1}{i}$ entonces :

$$F = R \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right] \quad (6.3)$$

y despejando a R se obtiene :

$$R = F \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] \quad (6.4)$$

Si se coloca una cantidad R al final de cada uno de n años, al interés compuesto i, su suma será equivalente a una cantidad F al final del periodo de n años, cuyo valor está dado por la fórmula (6.3).

El factor :

$$\frac{(1+i)^n - 1}{i}$$

es el factor de interés compuesto para una serie uniforme y su valor también se da en tablas.

El factor :

$$\frac{i}{(1+i)^n - 1}$$

se utiliza mucho en el cálculo de depreciaciones acumulativas y se lo denomina factor del fondo de acumulación. Su valor es el recíproco del factor de interés compuesto para la serie uniforme.

Ejemplo 6.7.- Una empresa estima que necesitará \$ 150,000 al final del octavo año para reemplazar una máquina. ¿Cuánto debe aportar al final de cada año si el dinero puede invertirse a una tasa de interés compuesto del 4% anual?

Se tiene $F = 150,000$, $i = 0.04$, $n = 8$ y la fórmula (6.3) queda :

$$150,000 = R \left[\frac{(1.04)^8 - 1}{0.04} \right]$$

en las tablas se obtiene que el paréntesis vale 9.2142, luego:

$$R = \frac{150,000}{9.2142} = \$ 16,279.20$$

Equivalencia entre una serie de valores anuales R y un capital inicial

P .- El valor F_1 que alcanzará un capital inicial P después de n años al interés compuesto i, está dado por:

$$F_1 = P(1+i)^n$$

Si se coloca una cantidad R al final de cada uno de n años al interés compuesto i, su suma será equivalente a una cantidad F_2 al final del período de n años, cuyo valor está dado por:

$$F_2 = R \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$$

al igualar F_1 y F_2 resulta:

$$R = \frac{Pi(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

y multiplicando numerador y denominador del segundo miembro por $(1+i)^{-n}$

se obtiene:

$$R = P \left[\frac{i}{1 - (1+i)^{-n}} \right] \quad (6.5)$$

R es la cantidad que hay que colocar al final de cada uno de n años o periodos consecutivos, a la tasa i de interés compuesto, para obtener, al cabo de esos n periodos lo mismo que se obtendría con un capital P colocado al comienzo de los n periodos al interes compuesto i.

El factor:

$$\frac{i}{1 - (1+i)^{-n}}$$

se llama factor de recuperación de capital y se encuentra en tablas -- calculadas para distintos valores de i y de n. Si la inversión inicial se multiplica por este factor, se obtiene el valor anual equivalente para los valores de n e i que correspondan.

Despejando P en la fórmula (6.5) resulta:

$$P = R \left[\frac{1 - (1+i)^{-n}}{i} \right] \quad (6.6)$$

Una serie uniforme de valores R, colocados al final de cada año o periodo durante n periodos, es equivalente a un capital inicial P al comienzo de la serie, cuyo valor está dado por la fórmula (6.6).

El factor:

$$\frac{1 - (1+i)^{-n}}{i}$$

se denomina factor de actualización de la serie y es el recíproco del factor de recuperación de capital. Basta multiplicar la anualidad R por este factor, para obtener el valor actual equivalente de la serie. Si se desea por ejemplo, calcular todos los costos de un proyecto mediante la suma de los egresos anuales iguales con la inversión inicial, pueden convertirse previamente los valores anuales de los egresos a su equivalente actualizado, utilizando el factor de actualización. O, a la inversa, se puede convertir la inversión inicial en una serie uniforme de valores anuales para obtener un costo total anual mediante el factor de recuperación de capital.

Cuando no es uniforme la serie de valores anuales, es decir, cuando los valores anuales son distintos, resulta inaplicable la fórmula (6) y es preciso actualizar los valores anuales uno por uno con la fórmula (2) valiéndose del factor singular de actualización.

Ejemplo 6.8. - Un individuo compra una casa en \$ 160,000. El paga \$ 40,000 al contado y el resto en 20 pagos iguales, uno al final de cada semestre durante los próximos 10 años. ¿Cuál debe ser el monto de cada pago si se tiene una tasa de interés compuesto del 5% anual capitalizable semestralmente?

Se tiene $P = 120,000$, $i = 0.025$, $n = 20$ y la fórmula (6.5) queda :

$$R = 120,000 \left[\frac{0.025}{1 - (1.025)^{-20}} \right]$$

en las tablas se obtiene que el paréntesis vale 0.0641 y consecuentemente :

$$R = 120,000 (0.0641471) = \$ 7,697.65$$

Ejemplo 6.9.- Un equipo puede pagarse dando \$ 40,000 al cerrar la operación y \$ 8,000 al final de cada semestre durante 8 años. ¿Cuál debería ser el precio de contado si la tasa de interés fue del 6% anual capitalizable semestralmente?

Se tiene :

$$\begin{aligned} P &= 40,000 + R \left[\frac{1 - (1+i)^{-n}}{i} \right] \\ &= 40,000 + 8,000 \left[\frac{1 - (1+0.03)^{-16}}{0.03} \right] \end{aligned}$$

en las tablas se obtiene que el paréntesis vale 12.5611, luego :

$$\begin{aligned} P &= 40,000 + 8,000 (12.5611) \\ &= \$ 140,488.80 \end{aligned}$$

Ejemplo 6.10.- Una operación implica pagar \$ 200 trimestrales durante 15 años. Si al realizar el pago 24 se desea liquidar la operación ¿Cuánto se debería pagar en adición al pago 24 si la tasa de interés es del 4% anual capitalizable trimestralmente?

El valor futuro de la operación original es:

$$F_{60} = R \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right] = 200 \left[\frac{(1.01)^{60} - 1}{0.01} \right]$$

$$= 200 (81.6697) = \$ 16,333.94$$

si en su lugar se hubiera planeado a 24 trimestres su valor futuro sería:

$$F_{24} = 200 \left[\frac{(1.01)^{24} - 1}{0.01} \right]$$

$$= 200 (26.9735) = \$ 5,394.70$$

actualizando F_{60} al año 24 resulta:

$$(F_{60})_{24} = \frac{F_{60}}{(1+i)^{36}} = \frac{16,333.94}{(1.01)^{36}}$$

$$= \frac{16,333.94}{(0.6990)} = \$ 11,416.20$$

y consecuentemente deberán pagarse

$$(F_{60})_{24} - F_{24} = 11,416.20 - 5,394.70$$

$$= \$ 6,021.50$$

un anticipo al pago 24.

Proyecto.- Un proyecto es el conjunto de antecedentes que permite estimar las ventajas y desventajas económicas que se derivan de asignar ciertos recursos para la producción de determinados bienes o servicios.

A continuación se describirán brevemente los incisos de que consta un proyecto:

- a) Estudio del mercado.- Es el estudio de la demanda de los bienes o servicios a que el proyecto se refiere. En esencia, se trata de determinar cuanto se puede vender y a qué precio, especificando las características del producto en cuestión.
- b) Ingeniería del proyecto.- Comprenderá una descripción técnica del proyecto y abordará cuestiones relativas a las investigaciones técnicas preliminares y a los problemas especiales de ingeniería que plantea el proyecto; a la selección de los procesos de elaboración; a la especificación de los equipos y estructuras y a la justificación del grado de mecanización adoptado; a la cantidad y calidad de los insumos requeridos; a los problemas técnicos, a los programas del trabajo y en general a los planes, esquemas y gráficas que faciliten la exposición y mejoren la presentación.
- c) Tamaño y localización.- Se trata de la determinación de la capacidad de producción que ha de instalarse y de la instala

ción de la nueva unidad productiva.

- d) Inversiones.- Se destina al cálculo de las inversiones totales en moneda nacional y extranjera que el proyecto exige, - considerando la inversión en activos fijos y el capital de - trabajo o circulante.
- e) Presupuesto de costos e ingresos y organización de los datos para la evaluación.- Se deben presentar un cálculo estimativo de los costos e ingresos que resultarían del funcionamiento de la empresa e incluir en forma ordenada aquellos antecedentes que puedan ser necesarios para evaluar el proyecto: - efectos sobre el balance de pagos, presupuesto y disponibilidad de la obra de mano, etc. Se examina también la incidencia que tendrán sobre el presupuesto estimativo las variaciones en el porcentaje de capacidad instalada y realmente aprovechada, en el precio de venta o en otros factores significativos.
- f) Financiamiento.- En esencia se trata aquí de especificar -- las fuentes monetarias a que se recurrirá y las formas en -- que se proyecta canalizar los recursos financieros para llevar a cabo la iniciativa.
- g) Organización y ejecución.- Se explicará cómo se propone resolver los problemas relativos a la constitución legal de la empresa y a la organización para el montaje y realización -- del proyecto.

Unos cuantos ejemplos pueden bastar ahora para mostrar las relaciones entre estas materias. Es obvio señalar que la cuantía de la demanda que ha de atenderse tendrá una influencia muy importante y a veces determinante en la decisión respecto a la capacidad de la nueva unidad productora; pero la magnitud del mercado dependerá, entre otras cosas, de la localización de la empresa, resultando de aquí una clara relación entre tamaño, localización y mercado. Por otra parte, los precios de venta tendrán a veces gran influencia sobre la cuantía de la demanda y como los precios están casi siempre relacionados con los costos de producción, que a su vez son por lo general función de la escala de producción y de la localización, se obtiene con esto una nueva relación entre lo concerniente a mercado, tamaño, localización y presupuesto de gastos e ingresos del proyecto. Nuevas relaciones aparecen al tener en cuenta que las alternativas técnicas de producción (ingeniería) dependerán muchas veces de la escala de producción (tamaño), de los recursos financieros disponibles (financiamiento) o del tipo de materias primas con que se cuente (localización). Los problemas de financiamiento pueden a su vez influir sobre las decisiones relativas al tamaño, enlazándose así nuevamente todos los incisos. Por consiguiente, no puede decidirse el tamaño del proyecto sin conocer la cuantía de la demanda, sin discutir los problemas de ingeniería, sin considerar la localización o sin tener una estimación sobre las inversiones necesarias y los costos de producción; pero para dilucidar cada uno de estos puntos, es preciso conocer previamente el tamaño del proyecto, lo que conduce a un círculo --

vicioso que sólo puede romperse mediante aproximaciones sucesivas. En la práctica hay siempre una serie de antecedentes que limitan el grado de libertad del estudio; pero en realidad, el planteamiento del problema conduce a la solución por tanteos, - adoptando varias hipótesis iniciales, hasta alcanzar la mejor fórmula posible desde el punto de vista del criterio de evaluación elegido para calificar los proyectos.

La Evaluación.- El objetivo básico de todo estudio económico - de un proyecto es evaluarlo, es decir, calificarlo y compararlo con otros proyectos de acuerdo con una determinada escala de valores a fin de establecer un orden de prelación. Esta tarea -- exige precisar las "ventajas y desventajas" de la asignación de recursos a un fin dado. En otras palabras, se debe establecer cuáles son los patrones de comparación que se van a utilizar y cómo se podrán medir.

Existen fundamentalmente dos criterios de evaluación: el privado o del empresario y el social. El primero se hace en función del interés individual, considerando tan solo los efectos directos del proyecto, la utilidad y empleando los precios del mercado. En cambio el criterio social atiende a los efectos indirectos, además de que al realizarse con el empleo de los precios de mercado, requiere la consideración de costos sociales. Esta distinción debe tomarse en cuenta al aplicar los métodos de evaluación que se presentan ens seguida.

Método del valor presente. Como ya se vio el valor presente es el valor del dinero en el instante cero. Cualquier ingreso o desembolso en dicho instante se incorpora al análisis con su valor inicial. A estos costos iniciales se les agrega el valor presente de pagos futuros. Cuando los pagos son de la forma de una anualidad, el valor presente se calcula con el factor de actualización para una serie uniforme. Los pagos aislados se trasladan al instante cero usando el factor singular de actualización. El período de estudio debería ser el mismo para las alternativas bajo análisis. Por ejemplo una comparación directa del valor presente de una alternativa con una vida útil de 17 años, con otra cuya vida sea de 27 años, no permite llegar a conclusiones. Los resultados no son equivalentes porque no se considera ninguna compensación por la operación durante los 10 años adicionales de vida en la segunda alternativa. La hipótesis simplista de que los costos se repiten durante ciclos de vida sucesivos, permite usar los múltiplos mínimos de la vida esperada comunes para las alternativas bajo estudio. Para fijar ideas considérese el ejemplo siguiente.

Ejemplo 6.11. Se trata de llevar a cabo un camino de 10 Km. con 8 m. de ancho entre dos ciudades A y B. Se desea tomar una decisión respecto a usar concreto o asfalto. Se han elaborado los proyectos para ambos casos y se ha calculado que el costo por m^2 es de \$ 100.00 para concreto y \$ 90.00 para asfalto. Ambos pavimentos deben conservarse y se supondrá una vida útil de 27 años para el de concreto y de 17 para el de asfalto. Se estima que repavimentar un Km. de cualquiera de ellos cuesta \$ 200,000.00 pesos, y que la conservación anual es de \$ 25,000.00 para todo el tramo. También luce como adecuada una tasa del 8% para estos proyectos. ¿Qué decisión se debe tomar?

También se pregunta:

¿Para que tasa de interés los dos costos son iguales?

¿Qué pasa si se consigue que una entidad ajena pague el 50% de los costos de construcción del camino?

Ambo pavimentos se compararán para 50 años de servicio, lo que -- significa que el asfalto se repavimenta dos veces y el de concreto sólo una. Se supone que ambos a los 50 años se encontrarán en con diciones prácticamente iguales.

En resumen se tiene:

Tipo de Costo	Concreto	Asfalto
Construcción	\$ 8,000,000 (año 1)	\$ 7,200,000 (año 1)
Conservación anual	\$ 25,000 (años 2 a 26 y 28 a 50)	\$ 25,000 (años 2 a 16, 18 a 33 y 35 a 50)
Repavimentación	\$ 2,000,000 (año 27)	\$ 2,000,000 (años 17 y 34)

Si se considera la tasa del 8%, la alternativa concreto tendrá un valor presente dado por:

$$\begin{array}{rcl}
 & 8,000,000 & = 8,000,000 \\
 25,000 \left[\frac{1 - (1.08)^{-25}}{1.08} \right] & = 25,000 (10.675) & = 266,875 \\
 2,000,000 (1.08)^{-26} & = 2,000,000 (0.135) & = 270,000 \\
 25,000 \left[\frac{1 - (1.08)^{-23}}{1.08} \right] (1.08)^{-26} & = 25,000 (10.371) & \\
 & (0.135) & = 35,050 \\
 \text{V.P.N.} & & = \underline{\underline{\$8,371,925}}
 \end{array}$$

De la misma manera se obtienen los valores consignados en la tabla siguiente y en la figura 6.1.

<u>Tasa de descuento</u>	<u>V.P.N. Concreto</u>	<u>V.P.N. Asfalto (sin subsidio)</u>
1%	10,489,400	11,240,000
2%	9,957,350	10,408,825
3%	9,553,950	9,781,950
4%	9,246,500	9,303,250
5%	9,009,200	8,929,500
6%	8,827,200	8,640,150
7%	8,683,875	8,408,850
8%	8,571,925	8,222,975
9%	8,483,075	8,074,850
10%	8,413,575	7,954,325
12%	8,312,225	7,770,450
15%	8,217,850	7,595,400

Es claro que para el 8% considerado la solución debe ser "asfalto".

Se observa que para tasas de interés menores del 4.5% es preferible un pavimento de concreto y que para tasas mayores que el 4.5% resulta mejor un pavimento de asfalto.

Para el caso en que una entidad ajena pague el 50% del costo inicial resulta :

<u>Tasa de descuento</u>	<u>V.P.N. Concreto</u>	<u>V.P.N. Asfalto (con subsidio)</u>
1%	6,489,400	7,640,000
2%	5,957,350	6,808,825
3%	5,553,950	6,181,950
4%	5,246,500	5,703,250
5%	5,009,200	5,329,500
6%	4,827,200	5,040,150
7%	4,683,875	4,808,850
8%	4,571,925	4,622,975
9%	4,483,075	4,474,850
10%	4,413,575	4,354,325
12%	4,312,225	4,170,450
15%	4,217,850	3,995,400

Quando se cuenta con un subsidio del 50% del costo inicial y para una tasa del 8% el pavimento de concreto luce como mejor. Obsérvese que para tasas arriba del 8.5% rige el pavimento de asfalto y para inferiores es el de concreto.

Evaluación por incrementos de inversión.- Un problema de evaluación generalmente involucra varios cursos alternos de acción. Algunas de las alternativas pueden eliminarse por representar una inversión obviamente superior a la requerida por otras alternativas similares. Otras son eliminadas por falta de fondos, de personal o del equipo requerido para llevarlas a cabo. Si las res-

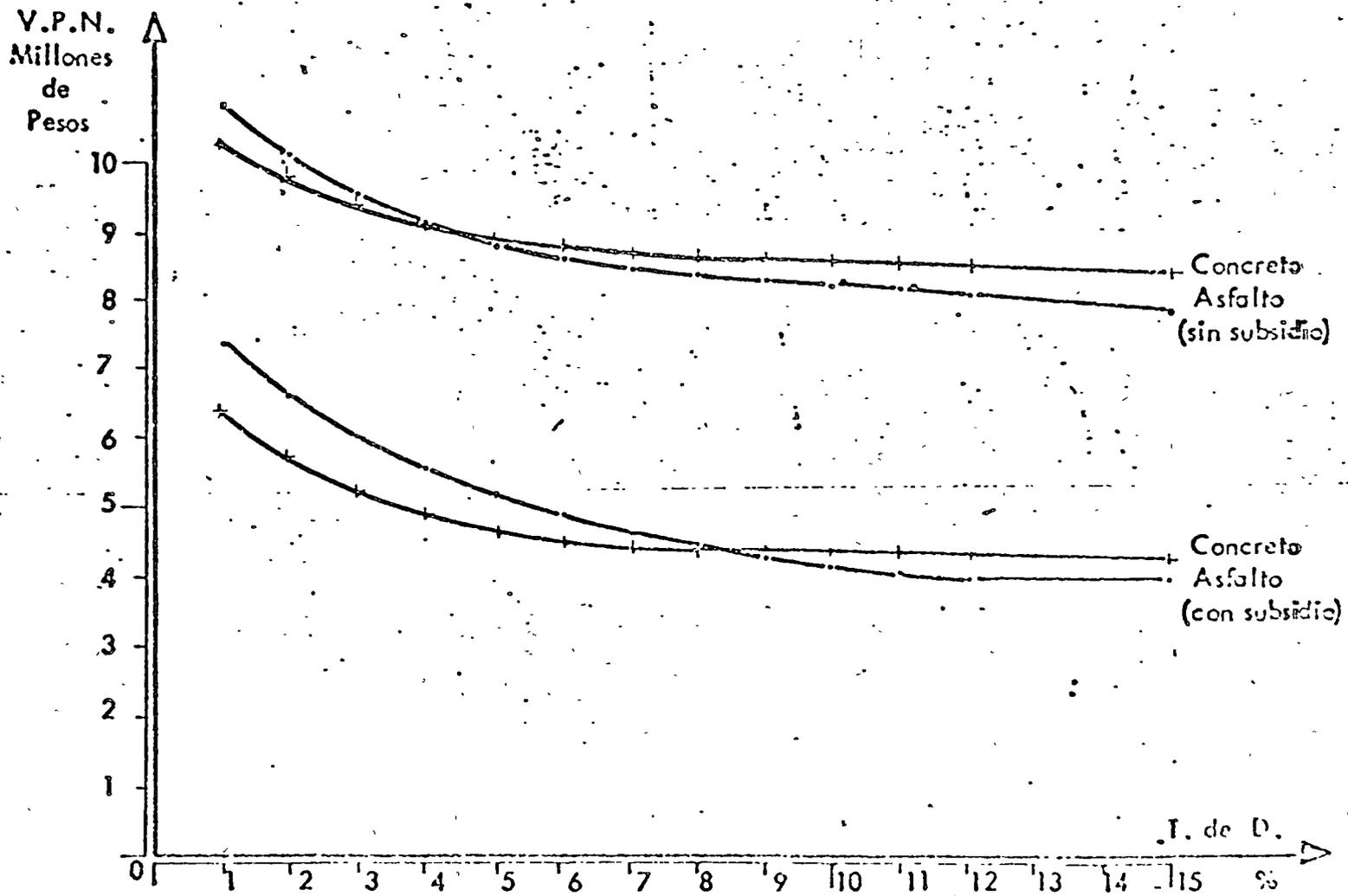


Figura 6.1