

104
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
PAVIMENTOS EN CARRETERAS**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA

RODOLFO ARIEL MORENO AÑORVE

MEXICO, D. F.

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

C O N T E N I D O

	I N T R O D U C C I O N .	12
I.-	G E N E R A L I D A D E S .	14
I.1.-	Tipos de Pavimentos.	14
I.2.-	Estructuración de Pavimentos Flexibles.	15
I.2.1.-	Importancia de las Terracerías.	16
I.2.2.-	Importancia de la Subrasante.	18
I.2.3.-	Importancia de la Sub-base.	18
I.2.4.-	Importancia de la Base.	20
I.2.5.-	Importancia de la Carpeta.	24
I.3.-	Estructuración de Pavimentos Rígidos.	24
I.3.1.-	Importancia de la Losa.	25
I.3.2.-	Importancia de la Sub-base.	26
II.-	M E T O D O S D E D I S E Ñ O .	31
II.1.-	Métodos de Diseño de Pavimentos Flexibles.	31
II.1.1.-	Método del Instituto de Ingeniería.	33
II.1.1.1.-	Ejemplo II.1.	59
II.1.2.-	Tecnología Porter Modificada.	68
II.1.2.1.-	Ejemplo II.2.	74
II.2.-	Métodos de Diseño de Pavimentos Rígidos.	80
II.2.1.-	Dimensiones de la Sub-base.	80
II.2.2.-	Método de Fatiga de la PCA.	81
II.2.2.1.-	Alcances del Método.	81
II.2.2.2.-	Bases para el Diseño.	81
II.2.2.3.-	Ejemplo II.3.	93
II.2.3.-	Método de Diseño de Pavimentos de Concreto en Ciudades.	104
II.2.3.1.-	Clasificación de Calles y Tránsito.	105
II.2.3.2.-	Diseño del Espesor.	108
II.2.3.3.-	Método de Diseño 1.	108
II.2.3.4.-	Método de Diseño 2.	108

II.2.3.5.-	Ejemplo II.4.	114
II.3.-	Diseño de Juntas de Pavimentos Rígidos.	117
II.3.1.-	Justificación del Diseño.	117
II.3.1.1.-	Para la Discontinuidad.	119
II.3.1.2.-	Para la Penetración.	119
II.3.2.-	Distancia entre Juntas.	121
II.3.2.1.-	Distancia entre Juntas Transversales.	121
II.3.2.2.-	Distancia entre Juntas Longitudinales.	122
II.3.3.-	Tipo de Junta.	122
II.3.3.1.-	Juntas Longitudinales.	122
II.3.3.2.-	Juntas Transversales de Contracción.	124
II.3.3.3.-	Juntas Transversales de Construcción.	126
II.3.3.4.-	Juntas Transversales de Expansión.	127
II.3.3.5.-	Juntas Transversales en Ampliaciones.	129
II.3.3.6.-	Juntas de Deslizamiento.	129
II.3.3.7.-	Juntas Articuladas.	131
II.3.3.8.-	Técnicas Modernas en el Diseño de Juntas para Mejorar la Funcionalidad de los Pa- vimentos.	131
II.3.4.-	Diseño del Refuerzo de las Juntas.	133
III.-	P R O C E D I M I E N T O S D E C O N S T R U C C I O N .	135
III.1.-	Procedimientos de Construcción en el Te- rreno Natural.	135
III.1.1.-	Desmante.	135
III.1.2.-	Despalme y Compactación.	135
III.1.3.-	Terraplenes en Suelos Blandos.	136
III.1.3.1.-	Tendido de Talud y Construcción de Bermas.	136
III.1.3.2.-	Preconsolidación del Terreno Natural.	138
III.1.3.3.-	Uso de Telas Plásticas.	139
III.1.3.4.-	Utilización de Plantillas de Suelo. Estabilizado y Rígidas.	140
III.1.3.5.-	Sustitución.	140

III.1.3.6.-	Terraplenes Flotantes o por Compensación.	141
III.1.3.7.-	Desalojo de Materiales Saturados.	142
III.1.4.-	Compactación del Terreno Natural.	142
III.2.-	Procedimientos de Construcción en Terracerías.	143
III.2.1.-	Construcción del Cuerpo del Terraplén.	143
III.2.2.-	Proyecto Geométrico de la Subrasante.	144
III.2.3.-	Construcción de la Capa Subrasante.	144
III.2.4.-	Terracerías en Caminos de Bajo Volumen de Tránsito.	145
III.2.5.-	Taludes en Terraplenes y Cortes de Caminos.	148
III.3.-	Procedimientos de Construcción de Sub-bases y Bases.	148
III.3.1.-	Exploración.	148
III.3.2.-	Muestreo, Pruebas de Laboratorio y Elección de Bancos.	150
III.3.3.-	Extracción y Acarreo de Materiales.	151
III.3.4.-	Tratamientos Previos.	151
III.3.5.-	Acarreo a la Obra.	152
III.3.6.-	Tratamientos en la Obra.	152
III.3.7.-	Compactación.	153
III.3.8.-	Riego de Impregnación.	155
III.3.9.-	Bases con Estabilización Química.	155
III.4.-	Procedimientos de Construcción de Carpetas Asfálticas.	156
III.4.1.-	Carpetas por el Sistema de Riegos.	156
III.4.2.-	Carpetas Asfálticas de Mezclas en el Lugar o en Frío.	159
III.4.2.1.-	Procedimiento de Construcción para Mezclas Elaboradas en el Lugar o en Frío.	159
III.4.2.2.-	Elección de Bancos.	159
III.4.2.3.-	Ataque de los Bancos.	161
III.4.2.4.-	Tratamientos Previos.	161

III.4.2.5.-	Transporte a la Obra.	161
III.4.2.6.-	Mezclado.	162
III.4.2.7.-	Tendido.	162
III.4.2.8.-	Compactación.	163
III.5.-	Carpetas de Concreto Asfáltico.	163
III.5.1.-	Procedimientos de Construcción para Carpe <u>t</u> as de Concreto Asfáltico.	164
III.5.1.1.-	Exploración y Muestreo.	164
III.5.1.2.-	Proyecto de Granulometría.	164
III.5.1.3.-	Extracción, Trituración y Cribado.	165
III.5.1.4.-	Primer Proporcionamiento.	165
III.5.1.5.-	Secado y Calentamiento.	165
III.5.1.6.-	Mezclado.	166
III.5.1.7.-	Transportación y Extendido.	166
III.5.1.8.-	Compactación.	167
III.5.1.9.-	Impermeabilización de Carpetas.	168
III.5.1.10.-	Riego de Sello.	168
III.6.-	Procedimientos de Construcción de Pavimen <u>t</u> os Rígidos.	171
III.6.1.-	Exploración y Muestreo.	171
III.6.2.-	Dosificación.	171
III.6.3.-	Extracción y Carga.	172
III.6.4.-	Tratamientos Previos.	172
III.6.5.-	Acarreo.	172
III.6.6.-	Mezclado.	172
III.6.7.-	Preparación de la Sub-base y Cimbrado.	173
III.6.8.-	Colado.	173
III.6.9.-	Acabado.	174
III.6.10.-	Aserrado de Juntas.	174
III.6.11.-	Sellado de Juntas.	174
IV.-	C O N C L U S I O N E S.	176
IV.1.-	Fundamentos Teóricos.	176
IV.1.1.-	Falla Estructural.	176

IV.1.2.-	Falla Funcional	176
IV.1.3.-	Modelos para el Análisis Estructural.	179
IV.2.-	Variables del Sistema.	184
IV.3.-	Caracterización de la Subestructura.	187
IV.4.-	Métodos para el Dimensionamiento de las Superestructuras.	193
IV.4.1.-	Métodos que Contemplan Procedimientos Em-píricos.	193
IV.4.2.-	Métodos Basados en tramos Experimentales.	195
IV.4.3.-	Métodos Analíticos o Teóricos.	197
IV.5.-	Recomendaciones.	201

INTRODUCCION

El diseño de las superestructuras de carreteras conlleva la selección de materiales apropiados y el dimensionamiento de los espesores de las capas que la constituyen y cuyo objetivo es el permitir a los diversos tipos de vehículos transitar por ellas en forma expedita, segura, cómoda y económica. Se ha considerado que estas superestructuras están formadas por un sistema de capas múltiple, cuyo comportamiento está regido por un gran número de variables. La interacción de dichas variables a través de la vida útil de las obras viales, es en extremo compleja, dando lugar a una tecnología que se reduciría a una práctica meramente empírica, sino fuera por la ayuda tanto conceptual como analítica que se ha desarrollado a través de la Geotecnia.

Los fundamentos teóricos de algunos métodos de diseño estructural dejan mucho que desear. Aún cuando se han hecho serios intentos en este sentido, a fin de cuentas se requiere el empleo de factores empíricos, basados generalmente en experiencias locales.

Las variables de entrada como son la predicción del tránsito, los factores climáticos, los procedimientos constructivos y de conservación son supuestos muchas veces inciertos, a pesar de la validez y seriedad de los estudios de planeación. Por otra parte, la caracterización de los diversos materiales que constituyen las capas de la superestructura, está limitada por ensayos de laboratorio muy discutibles, sobre todo por lo arbitrario de sus procedimientos, pero que sin embargo han tenido, en muchos casos, retroalimentación o "experiencia" de comportamiento de campo que hace difícil su sustitución por procedimientos más sofisticados, pero igualmente discutibles.

En este trabajo se presentan los métodos de diseño de superestructura para pavimentos flexibles en carreteras más usua-

les en México, así como métodos de diseño de pavimentos rígidos que aunque no son usuales en nuestro medio para carreteras por razones económicas, se espera que en un futuro no lejano se consideren dado su carácter económico a largo plazo.

I.- GENERALIDADES

I.1.- Tipos de Pavimentos.

Convencionalmente se clasifica a los pavimentos en Flexibles y Rígidos. Los primeros son aquellos que tienen como superficie de rodamiento una carpeta asfáltica, en cambio los rígidos, cuentan con una losa de concreto hidráulico que transmite los esfuerzos producidos por el tránsito a una zona más amplia de las capas inferiores.

Existen otros tipos de pavimentos no considerados en la clasificación anterior, los cuales se utilizan generalmente en zonas urbanas, éstos pueden denominarse compuestos o mixtos y los adoquinados.

Las estructuras típicas de pavimentos son:

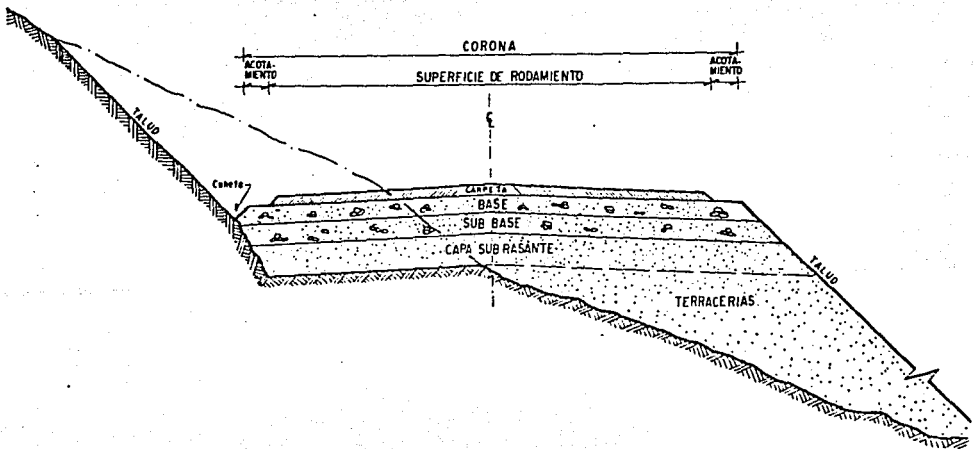


Figura 1.1 Sección transversal típica de un pavimento flexible en una sección en balcón

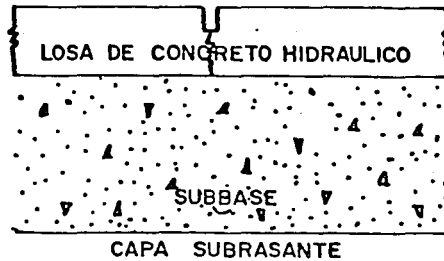


Fig. 1.2 Esquema que muestra las capas que forman un pavimento rígido, que se construye sobre la capa subrasante.

I.2.- Estructuración de Pavimentos Flexibles.

Aquí se analiza el sistema general con el cual se estructuran la mayor parte de los pavimentos flexibles que se construyen actualmente y se comenta la función que desempeña cada una de las diversas capas en el sistema.

Bajo una carpeta bituminosa, formada por una mezcla de agregado pétreo y un aglutinante asfáltico, que constituye la superficie de rodamiento, se dispone por lo menos de dos capas bien diferenciadas; una base, de material granular de buena calidad y una sub-base formada preferentemente por suelo granular de menor calidad que el de base, en el sentido de poder admitir un mayor contenido de finos, menor exigencia en lo que se refiere a granulometría y a valor relativo de soporte; la razón es el mayor alejamiento de la superficie de rodamiento por lo que los esfuerzos que llegan a esta capa son de menor magnitud.

Bajo la sub-base se encuentra la subrasante, cuyos requisitos de calidad son menores aún que los de la sub-base.

Bajo la subrasante aparece el material convencional de terracería, el comportamiento conjunto de esta capa con la estructura del pavimento ha sido objeto de poca

atención y casi no existen estudios sobre ello.

I.2.1.- Importancia de las Terracerías.

En general sobre las terracerías se puede decir lo siguiente:

La resistencia al esfuerzo cortante no es un requisito fundamental; los niveles de esfuerzo que a ellas llegan a través de todo el espesor protector de las capas, que constituyen el pavimento son despreciables, en comparación a la capacidad de carga a la falla de cualquier material de terracería.

La deformabilidad se considera requisito básico para la aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un pavimento.

La calidad de los materiales, juega un papel importante, sobre todo en los casos extremos que corresponden a los materiales que tienen gran abundancia de fragmentos grandes y a los materiales con predominio de finos que es común encontrar en los suelos. Con relación a la existencia de finos en el suelo de terracería, si éstos son del tipo MH y CH presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe proibirse.

El panorama se complica aún más, si los suelos son por añadidura orgánicos. Es norma no aceptar el uso en cuerpo de terraplén de los materiales MH, OH, y CH cuando su límite líquido es mayor de 100%, también evitar el empleo de materiales cuya clasificación de S.U.C.S. sea P_t .

No se puede establecer hasta que punto, las normas de especificaciones puedan resolver este tipo de problemas; pues un mismo suelo puede tener comportamientos muy diversos según sean las condiciones de clima,

drenaje, subdrenaje, geometría del terraplén donde se coloque, topografía del lugar y el tratamiento que se le dé.

En la República Mexicana existen zonas donde es preciso utilizar suelos arcillosos o con muy importante contenido de arcilla, frecuentemente estos suelos presentan marcadas características de expansividad, son los suelos denominados activos, los cuales sufren grandes cambios de volumen al variar su contenido de agua.

En regiones áridas los suelos se encuentran con contenidos de agua muy bajos y es frecuente que pierdan por acción solar, parte del agua que se les incorpora durante el proceso de compactación, con la consecuencia de que al pasar el tiempo pueden volver a aumentar su contenido de agua por la tendencia natural a acumularse ésta bajo las superficies cubiertas por los pavimentos o por efecto del natural humedecimiento que acompaña a las estaciones lluviosas. En estas zonas áridas existirá siempre una mayor tendencia a los cambios en el contenido de agua por efecto climático, dichos cambios producen a los suelos activos, efectos muy nocivos sobre todo en lo referente a la estabilidad volumétrica y a las características de resistencia al esfuerzo cortante.

Los efectos principales que un suelo expansivo puede sufrir en un pavimento flexible son:

Contracción por secado.

Expansión por humedecimiento.

Desarrollo de presiones en los suelos confinados en que se restringe la expansión. Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

I.2.2.- Importancia de la Subrasante.

En el comportamiento conjunto de un pavimento y su material de terracería, la capa subrasante parece tener un papel muy importante en la estabilidad, el tratamiento de compactación es decisivo más que su calidad. Una capa subrasante de suficiente espesor y calidad permitirá importantes ahorros en los espesores de las capas suprayacentes, sin perjuicio de la función estructural conjunta, pues será capaz de absorber niveles de esfuerzo relativamente altos provenientes de la superficie y transmitirlos suficientemente disminuídos a las terracerías.

El espesor mínimo recomendable para la subrasante es de 30 cm en carreteras y llega a 50 cm en caminos de alto tránsito o en lugares en donde el material de terracería no es confiable; el material de subrasante no debe tener partículas mayores de 7.6 cm (3") y se deben eliminar los suelos finos (MH, CH) cuyo límite líquido sea menor de 100% y todos los suelos orgánicos con límite líquido mayor de 50% (OH); se recomiendan grados de compactación mínimos de 95%; finalmente requiere un valor relativo de soporte mínimo de 5%, con material en condición saturada.

Las reglas anteriores se presentan como norma de criterio, más que como una regla rígida, pues muchos factores circunstanciales influyen en el comportamiento de un material en un caso dado; el criterio correspondiente no puede ser ajeno a la intensidad del tránsito y a las condiciones de subdrenaje principalmente.

I.2.3.- Importancia de la Sub-base.

La principal función de la sub-base de un pavimento flexible, es de carácter económico. Se trata de for-

mar el espesor requerido del pavimento con el material más barato posible. Todo el espesor podría construirse con un material de alta calidad, como el usado en la base, pero se prefiere hacer aquella más delgada y sustituirla en parte por una capa de menor calidad, con un mayor espesor, pues naturalmente, cuanto menor sea la calidad del material colocado tendrá que ser mayor el espesor necesario para soportar y transmitir los esfuerzos.

Otra función de la sub-base consiste en servir de transición entre el material de base, generalmente granular grueso y el de la subrasante, que tiende a ser mucho más fino. La sub-base actúa como filtro de la base e impide su incrustación en la subrasante. La sub-base también se coloca para absorber deformaciones perjudiciales en la subrasante; por ejemplo, cambios volumétricos asociados a cambios de humedad, que podrían llegar a reflejarse en la superficie del pavimento.

También la función de la sub-base es actuar como dren para desalojar el agua que se infiltre desde arriba y para impedir la ascensión capilar hacia la base, de agua procedente de la terracería.

La Fig. I-3 muestra la zona en la que debe desarrollarse la curva granulométrica del material que se emplee en la sub-base. Se pide que la curva granulométrica, además de estar comprendida en las zonas 1, 2, ó 3, tenga una forma semejante a los trazos que marcan esas zonas, sin cambios bruscos de curvatura. La relación de porcentaje en peso, que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40 no deberá exceder de 0.65. El tamaño máximo de material se limita a 51 mm (2").

Se fija tentativamente, que el equivalente de arena

del material sea 20 como mínimo; a los materiales de sub-base se les requiere un valor relativo de soporte mínimo de 50%, con el material en condición saturada. Respecto al grado de compactación se exige el 95%.

Los espesores de la sub-base son muy variables y dependen de cada proyecto específico, pero suele considerarse 12 ó 15 cm como la dimensión mínima constructiva.

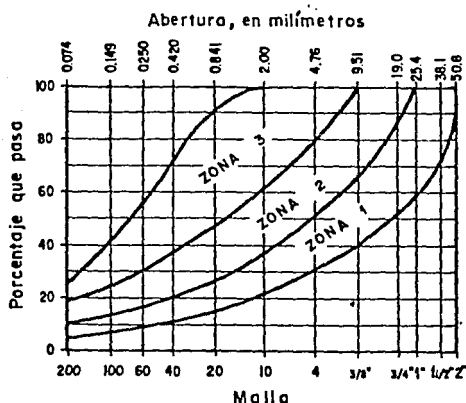


Figura 1.3 Requerimientos granulométricos de un material de sub-base

I.2.4.- Importancia de la Base.

Existe en la base, una función económica análoga a la discutida para la propia sub-base, que permite reducir el espesor de la carpeta, de precio más alto, pero la función fundamental de la base de un pavimento flexible es estructural y consiste en proporcionar un elemento resistente a la acción de las cargas del tránsito y capaz de transmitir los esfuerzos resultantes con intensidades adecuadas.

La base tiene también una importante función drenante, según la que debe ser capaz de eliminar fácil y rápidamente el agua que llegue a infiltrarse a través de la carpeta, así como de impedir radicalmente la ascensión capilar del agua que provenga de niveles inferiores.

El material que constituya la base de un pavimento flexible debe ser, entonces, friccionante y suficientemente provisto de vacíos. La primera cualidad garantizará la resistencia estructural adecuada, así como la permanencia de dicha resistencia al variar condiciones circunstanciales, como por ejemplo el contenido de agua. Sólo un material friccionante es suficientemente confiable en todos estos aspectos; un material fino, cohesivo, de naturaleza arcillosa difícilmente desarrollaría la resistencia apropiada, necesaria para soportar las cargas del tránsito en aplicación casi directa y, además, mostraría una resistencia muy variable con los factores circunstanciales mencionados. Si empleamos material friccionante no nos garantiza la debida resistencia o las características de deformabilidad; es preciso que este material cuyas características potenciales son buenas las adquiera realmente y la adecuada compactación es el modo con el que esto se logra; una vez que el material friccionante ha adquirido la compactidad y trabazón estructural que una buena compactación proporciona, se llega a una base adecuada. Los finos son siempre indeseables en una base, pues afectan desfavorablemente la resistencia, aumentan la deformabilidad y perjudican notabilísimamente la función drenante; lo anterior es cierto, independientemente de la naturaleza de los finos pero naturalmente lo es mucho más, según éstos vayan siendo más

arcillosos y más activos, desde el punto de vista de la plasticidad. Las mismas zonas señaladas en la figura I-3 para el caso de sub-bases son las que se usan para limitar las curvas granulométricas de las bases, señalando preferencia por aquellas que estén comprendidas en las zonas 1 ó 2. Se exige que la curva granulométrica tenga una forma parecida a las fronteras que se señalan sin cambios bruscos de curvatura y que la relación del porcentaje en peso, que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40 no sea mayor de 0.65.

El tamaño máximo del agregado pétreo se fija en 51 mm (2") en materiales naturales que no requieran tratamiento y en 38 mm (1½") en materiales que han de cribarse o triturarse.

El límite líquido del material de base será de 30% como máximo, el equivalente de arena, 30 como mínimo, en caminos con menos de 1,000 vehículos pesados al día y 50 en carreteras con tránsito más intenso. El valor relativo de soporte se fija como mínimo en 80% para carreteras de menos de 1,000 vehículos pesados al día y en 100% para carreteras con más de 1,000 vehículos pesados al día. El grado de compactación para base es 95% pero es práctica normal llevar la compactación hasta el 100%.

Los espesores de las bases son también muy variables de acuerdo con el proyecto de que se trate, pero se le considerarse que 12 ó 15 cm es el espesor mínimo que conviene construir.

Un punto que merece atención y sobre el que no se unifican del todo los criterios de los especialistas, es el que se refiere a las características de que la base de un pavimento flexible contenga determinadas cantidades de materiales finos, abajo de la malla

No. 200, de la calidad que debe exigirse a estos finos y de las virtudes o inconvenientes que de su presencia sea deseable esperar según los casos.

En la fig. I-3 se puede ver, como es común el aceptar dentro de la granulometría de las bases ciertas cantidades de finos menores de la malla No. 200. Se opera prácticamente siempre en las zonas 1 y 2 de las gráficas, aceptándose la zona 3 sólo en casos muy especiales. Se ve una exigencia de un 5% de material fino, como mínimo y valores en el orden de 18 ó 20% como máximo práctico. Desde luego podría deducirse desde este momento, que cantidades de finos superiores a estos límites máximos podrían conducir al empleo de un material peligroso en cualquier caso, por lo que la norma general de no utilizar la zona 3 se ve razonable.

Como ya se ha señalado la base necesita para un buen comportamiento ante las cargas del tránsito una resistencia de tipo friccionante y ésta se ve perjudicada por la presencia de finos, cuando el contenido de éstos sea mayor, así como su actividad y características de plasticidad. Por otra parte puede decirse, en términos generales que la deformabilidad de la base y la posibilidad de que constituya una capa con características de drenaje adecuadas. Desde este punto de vista, la base debería estar formada por materiales friccionantes puros sin finos.

Sin embargo, los materiales naturales o triturados, puramente friccionantes y sin finos, al ser compactados formando la base, presentan el problema de que la zona superior de la capa pierde rápidamente su compactación y queda sin ninguna resistencia al deslizamiento lateral de las partículas, una vez que la base ha sido terminada.

Es un hecho experimental, universalmente aducido por los constructores, que la incorporación de un cierto porcentaje de finos en su curva granulométrica reduce mucho los inconvenientes anteriores, haciendo el material más trabajable y de superficie más estable cuando está expuesta al tránsito vehicular.

I.2.5.- Importancia de la Carpeta.

La carpeta debe proporcionar en el pavimento flexible una superficie de rodamiento estable, capaz de resistir la aplicación directa de las cargas, la fricción de las llantas, los esfuerzos de frenaje, los producidos por las fuerzas centrífugas, los impactos, etc. debe tener la textura necesaria para permitir un rodamiento seguro, cómodo y un frenaje apropiado. La naturaleza de la carpeta debe ser tal que resista la acción de los agentes del intemperismo. Es conveniente que tenga un color que evite reflejos del sol durante el día o de luces artificiales durante la noche.

La exposición directa de las cargas del tránsito y la indeformabilidad necesaria para el buen servicio implican que la carpeta esté formada con material que ofrezca suficiente resistencia bajo condiciones de presión normal nula, que priva en la frontera superior del pavimento; en otras palabras, se requiere ahora de un material que posea "cohesión" y es precisamente el producto asfáltico que liga los agregados pétreos el que la proporciona, en el caso de carpetas bituminosas.

I.3.- Estructuración de Pavimentos Rígidos.

Como ya se dijo un pavimento rígido tiene como elemento estructural fundamental una losa de concreto. Esta

se apoya sobre una capa de material seleccionado, a la que se le da el nombre de sub-base; cuando la subrasante del pavimento tenga una calidad suficientemente buena, la losa de concreto puede colocarse directamente sobre ella, prescindiéndose así de una sub-base especial. De lo que se trata es de que la losa de concreto tenga un apoyo suficientemente uniforme y estable, como para garantizar que no quede localmente falta de soporte.

I.3.1.- Importancia de la Losa.

La losa constituye el elemento fundamental del pavimento. Sus funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento adecuada y resistir los efectos abrasivos del tránsito; impedir prácticamente el paso del agua al interior del pavimento y por último soportar y transmitir en forma conveniente los esfuerzos provocados por el tránsito.

Los concretos que se utilizan en la losa suelen ser de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 200 y 400 kg/cm². Las losas pueden ser de concreto simple, reforzado o presforzado. En este trabajo únicamente se analizarán las primeras. Cuando se utiliza concreto simple, el tamaño de las losas es similar, tendiendo generalmente a ser cuadradas de 3 a 5 m de lado. El concreto presforzado permite la utilización de superficies continuas de área muy superior y considerables ahorros de espesor.

Los factores que afectan el espesor de la losa son principalmente el nivel de carga que han de soportar, las presiones de inflado de las llantas de los vehículos, el módulo de reacción del suelo de apoyo y las propiedades mecánicas del concreto que en ellas se utilice. Es una hipótesis usual en todos los métodos de diseño el que existe un íntimo y completo contacto

entre la losa y el suelo de apoyo en todo instante; esta hipótesis obliga a realizar consideraciones adicionales a los resultados de los cálculos, pues efectos como el bombeo o el alabeo hacen que este contacto supuesto se pierda parcialmente en ocasiones. En las gráficas de diseño, las características del concreto intervienen a través del concepto "módulo de resistencia a la tensión en flexión", MR, que se expresa como un esfuerzo y puede obtenerse experimentalmente probando una viga estándar, pero que con mayor frecuencia se valúa a partir de correlaciones con el valor de $f'c$, resistencia del concreto a compresión simple después de 28 días de fraguado. La correlación no es demasiado segura y se ve influenciada por el tipo de cemento que se use y la naturaleza de los agregados y del curado.

En general: $0.10 f'c \leq MR \leq 0.17 f'c$

En México parece conveniente utilizar el valor:

$$MR = 0.12 f'c$$

I.3.2.- Importancia de la Sub-base.

El incremento del tráfico de vehículos pesados en las carreteras, pone de manifiesto la influencia de un apoyo adecuado en la vida de las losas de concreto y, como consecuencia, en la actualidad se ha establecido la norma para construir una sub-base apropiada en todas las carreteras de tráfico pesado. Esta sub-base consiste de una o más capas de materiales granulares, muchas veces estabilizadas; solamente cuando la subbase cumpla de por sí sola, las características que se estiman deseables para la sub-base podrá evitarse el construirla en forma especial.

Las principales funciones de la sub-base en un pavi--

mento rígido son las siguientes:

- a) Proporcionar apoyo uniforme a la losa de concreto.
- b) Incrementar la capacidad portante de los suelos de apoyo, respecto a la que es común en las terracerías y capa subrasante.
- c) Reducir a un mínimo las consecuencias de los cambios de volumen que puedan tener lugar en el suelo que formen las terracerías o la subrasante.
- d) Reducir a un mínimo las consecuencias de la congelación en los suelos de las terracerías o de la capa subrasante. (En México este caso no es determinante).
- e) Evitar el bombeo.

Dada la rigidez comparativa de las losas de concreto y su resistencia, los esfuerzos que se transmiten a la sub-base son pequeños por lo que la resistencia no suele ser un requisito importante. En cambio el correcto trabajo de las losas exige que estén uniformemente apoyadas y que este apoyo se mantenga en buenas condiciones durante toda la vida del pavimento; un buen apoyo debe incluir transiciones graduales en donde haya cambios abruptos en la capacidad portante del terreno, tal como suele suceder, por ejemplo en las transiciones de corte a terraplén o de terraplén a terreno firme, como en las secciones en balcón.

La lista de funciones que se ha presentado más arriba para la sub-base de un pavimento rígido define como material ideal uno granular, bien compactado, relativamente grueso y de granulometría mas bien uniforme. Cuando tales, materiales no estén disponibles, ha de tenerse en cuenta que la estabilización de materiales de peor calidad, sobre todo con cemento, mejora mucho su comportamiento, especialmente lo referente a bombeo y suceptibilidad a cambios volumétricos, además

de permitir la conformación de una superficie de apoyo sin accidentes y garantizar una apropiada resistencia.

El bombeo es un efecto especial de los pavimentos rígidos, sumamente indeseable, pero muy frecuente cuando no se toman precauciones especiales. Cuando la carga del tránsito pasa sobre una grieta o junta de losa, ésta desciende y transmite presión al material bajo ella.

Si el suelo está muy húmedo, o saturado, la mayor parte de esta presión la tomará el agua, que tenderá a escapar por la grieta o junta. Después de pasar la carga, la losa se recupera y levanta y este movimiento produce una succión que ayuda al movimiento del agua bajo la losa. Si el agua tiene capacidad de arrastrar partículas de suelo saldrá sucia, creando progresivamente un vacío bajo la losa, que tiende a hacer que el fenómeno se acentúe; además el remoldeo que este efecto produce al suelo hace que éste forme un lodo o suspensión con el agua, con lo que el fenómeno se agudiza.

El final del proceso es la ruptura de la losa bajo la carga por falta de sustentación.

Para que exista bombeo es necesario que el material de soporte de la losa sea muy fino, sobre todo del tipo CH y que esté muy humedecido o saturado y es condición indispensable que se produzca un gran número de repeticiones de carga. Obsérvese que en un principio nunca un suelo CH estará directamente abajo de una losa, por lo que la explicación anterior debe aplicarse a la fracción arcillosa que la sub-base pudiera contener, especialmente si es alto su porcentaje.

En orden de susceptibilidad, siguen a los suelos CH, los CL, MH y ML. Si los suelos en que se apoya la lo-

sa son granulares y no han sido suficientemente compactados, puede producirse en ellos un fenómeno muy similar al bombeo, combinado con densificación de análogos efectos destructivos.

La evidencia experimental indica que los efectos de bombeo pueden presentarse sólo si la intensidad del tránsito en el tramo en cuestión es superior a 300 ó 400 vehículos diarios.

Para intensidades de tránsito superiores a 1,000 vehículos pesados por día, se recomienda que la sub-base cumpla los siguientes requisitos, adicionalmente al hecho de estar constituida por materiales básicamente no susceptibles al bombeo.

- El tamaño máximo de los materiales constitutivos no debe de ser mayor que $1/3$ del espesor de la sub-base.
- La sub-base no debe contener más del 15% de material que pase por la malla No. 200.
- El índice de plasticidad del material constitutivo debe ser menor que 6.
- El límite líquido del material constitutivo debe ser menor que 25%.

Los requisitos de granulometría para sub-base, son los mismos que se han expresado para las bases de los pavimentos flexibles.

En las sub-bases de granulometría abierta puede llegar a ser un problema la penetración, con la contaminación correspondiente, de materiales finos provenientes de la subrasante o de la terracería, cuando existen en esas capas. Esta penetración puede llegar a causar serios defectos de comportamiento con el tiempo, por lo que es recomendable tomar algunas precauciones en el material de sub-base que garanticen en él cierta acción de filtro. El Cuerpo de Ingenieros

de los E.U.A. da al respecto las siguientes recomendaciones:

- Para garantizar la capacidad drenante:

$$D_{s15} \geq 5 D_{sr15}$$

- Para prevenir la infiltración:

$$D_{s15} \leq D_{sr85}$$

$$D_{s50} \leq 25 D_{sr50}$$

- El coeficiente de uniformidad de la sub-base no debe ser menor de 20.

En las recomendaciones anteriores D_s y D_{sr} se refieren a tamaños de la sub-base y subrasante, respectivamente.

II.- METODOS DE DISEÑO

Actualmente se utiliza predominantemente el V.R.S. (Valor Relativo de Soporte) como método de diseño de los pavimentos carreteros.

Esta prueba fue originalmente desarrollada por el Departamento de Carreteras del Estado de California; actualmente es de uso común 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 plg^2) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min (0.05 plg/min); se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm (0.1 plg). 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 plg) y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que es una piedra triturada.

II.1.- Métodos de Diseño de Pavimentos Flexibles.

En México, los métodos generalmente usados eran los del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el Instituto de Asfalto de Norteamérica, el Método de la AASHO, la Tecnología Porter Modificada y el método S.O.P., todos ellos proponen espesores de pavimento en función de la resistencia (Valor Relativo de Soporte) de las capas de apoyo y el volumen de tránsito, sin embargo, el método S.O.P. además de que sólo propone espesores sobre la capa subrasante, no es adecuado a las condiciones actuales, lo cual se puede apreciar en la figura II-1. En esta se observa que para un tránsito de 2,000 vehículos por ejemplo, con un valor relativo de soporte de

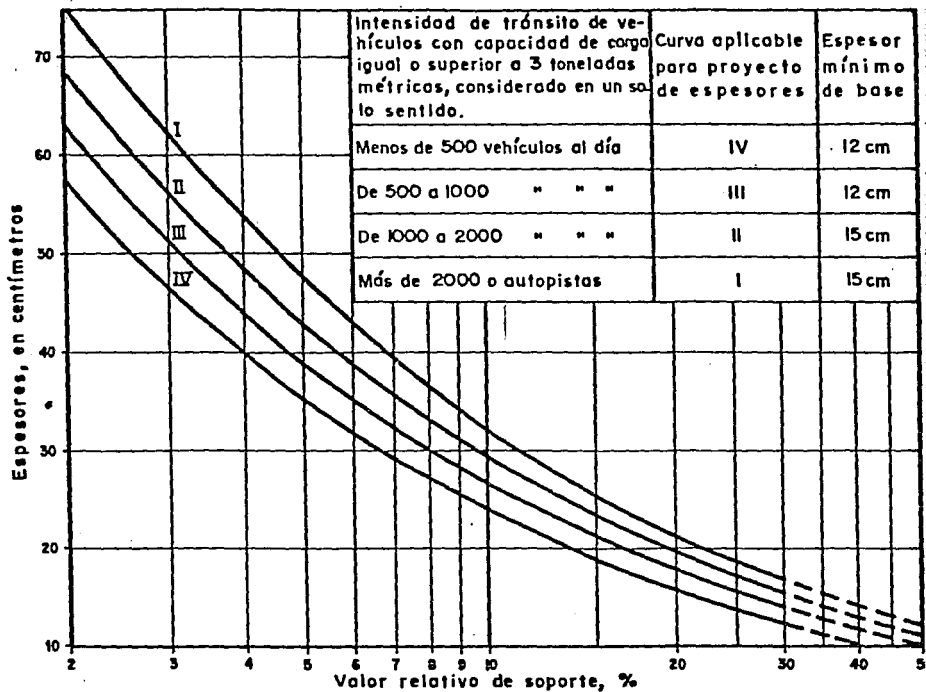


Fig.11.1. Curvas para calcular el espesor mínimo de sub-base más base, en pavimentos flexibles para caminos en función del V. R. S. de la sub-rosante, según la práctica S.O.P.

6% de la capa subrasante, se necesita un espesor de base más sub-base de 43 cm., si se trata de 20,000 vehículos, el resultado sería del mismo, lo cual no es real ni adecuado, pues al construir una misma estructura para un T.P.D.A. (Tránsito Promedio Diario Anual) de 20,000 vehículos, es obvio que con el tránsito mayor la estructura será insuficiente para soportar dicho tránsito en el período para el que se haya diseñado. Por lo antes expuesto y otras consideraciones se

llega a que este método no debe ser usado para las condiciones actuales y futuras y se debe modificar. Los métodos de diseño de pavimentos flexibles a que se refiere este trabajo serán los del Instituto de Ingeniería de la UNAM y la Tecnología Porter Modificada.

II.1.1.- Método del Instituto de Ingeniería.

En este método se considera en primer lugar el número de repeticiones de carga (N_L) que el pavimento diseñado con un cierto espesor, podrá resistir antes de fallar, definiendo la falla como la aparición de una deformación permanente de 2.5 cm (1") en un 20% del área pavimentada. En segundo lugar el concepto de V.R.S. está ahora manejado con una búsqueda de rigor lógico que se antoja racional; en efecto, en los métodos más tradicionales, el V.R.S. de cada suelo de los que han de constituir un pavimento se determina de la misma manera y se maneja con bastante independencia de la posición de la capa del suelo dentro de la estructura del pavimento; no se puede establecer claramente que V.R.S. se ha de exigir a los diferentes suelos según su ubicación en la terracería o el pavimento y esto ha tenido que venirse haciendo con base en especificaciones empíricas, S. Corro y su grupo de colaboradores han pensado de modo diferente.

Aceptan que el V.R.S. debería disminuirse en el espesor de la sección resistente del pavimento en forma análoga a como se distribuyen los esfuerzos normales verticales según la teoría de Boussinesq. Así habría una curva de distribución del V.R.S. análoga a la curva típica de Boussinesq; naturalmente, esta distribución no podrá ser continua y los requerimientos constructivos del trabajo por capas harán que el

V.R.S. vaya en realidad disminuyendo en escalones, pero el criterio de correspondencia entre los esfuerzos transmitidos el V.R.S. necesario para soportarlos sigue siendo el señalado.

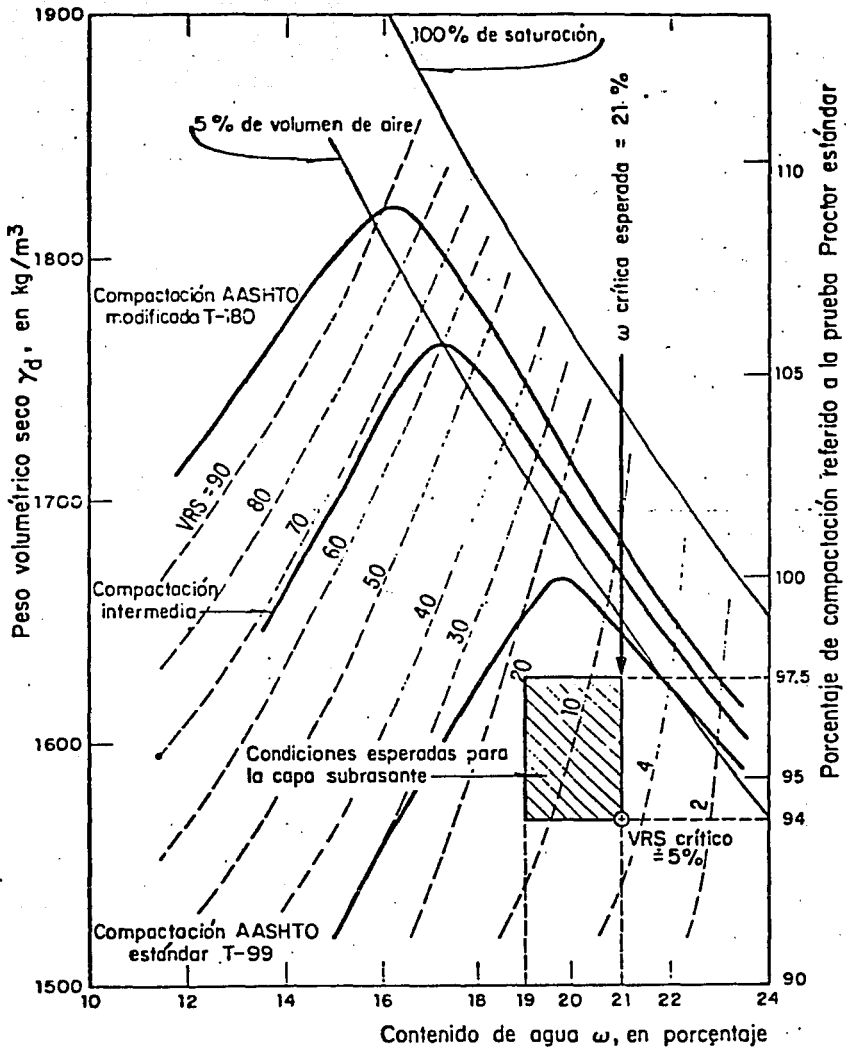
Así la relación entre espesor y V.R.S. se admite que es una típica curva de Boussinesq y se dibujan varias de estas relaciones para diferentes repeticiones de carga esperadas o vidas útiles de proyecto, expresada esta vida útil deseada como un número de repeticiones de carga que han de ser aguantadas sin falla.

Existe un manual llamado "Instructivo para el Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras", en el cual se muestran los lineamientos para calcular espesores de estructuras tomando en cuenta el volumen de tránsito su composición y la resistencia (Valor relativo de soporte) de las capas de apoyo. Las condiciones para las cuales se realizó el método son las imperantes en la República Mexicana.

A continuación se explica en forma somera el método y se hacen algunas observaciones.

En primera instancia, se trata de valorar la resistencia crítica esperada en el campo de las diferentes capas que forman a la sección estructural; esta resistencia se valúa por medio de índices, los cuales se obtienen mediante las pruebas de valor relativo de soporte (V.R.S.)

Para el cálculo de estos índices, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, propone el empleo de criterios similares a los del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos de Norteamérica (CE) y del Laboratorio de Investigación de Transporte y Carreteras de Inglaterra (TRRL). La figura II.2 muestra un ejemplo del criterio del Cuerpo de Ingenieros (CE). El método del



Nota: Suelo arcilloso (CL),

Ejemplo: Relaciones peso volumétrico seco - contenido de agua - VRS, para un suelo arcilloso (ref 8)

Fig. II.2

TRRL, propone determinar el contenido último de agua en subrasantes de pavimentos impermeables según tres categorías:

I.- El nivel freático se localiza cerca de la superficie del terreno y controla el contenido de agua de la subrasante, dependiendo del tipo de suelo. En suelos no plásticos, el nivel freático influirá si está a menos de 90 cm de la superficie del camino. Si se tienen arcillas arenosas ($IP \geq 20$), el nivel de aguas freáticas influirá cuando se localice a menos de 3.0 m de la superficie de rodamiento. Cuando existen arcillas activas ($IP \geq 40$) el nivel freático influirá si está a no más de 7.0 m de la superficie de la carretera.

Además el TRRL, recomienda determinar el contenido de agua último de las terracerías bajo pavimentos existentes midiéndolo en condiciones similares a la época del año donde el nivel de aguas freáticas se encuentre más cerca de la superficie, cuando los pavimentos tengan más de 2 años de edad.

II.- El contenido de agua de la subrasante depende de la entrada del agua de lluvia y evaporación por los acotamientos y orillas del pavimento.

Generalmente ocurre en zonas donde la lluvia es mayor a los 250 mm por año, con distribución estacional. Aquí el TRRL, recomienda utilizar el contenido óptimo de agua determinado en la prueba estándar de compactación por impacto con presión de 2.5 kg, como el contenido probable en la subrasante.

III.- No existe nivel freático permanente cerca de la superficie del terreno y el clima es árido. Se

considera que estas zonas tienen precipitación anual menor a 250 mm. Bajo estas condiciones, el TRRL propone adoptar el contenido de agua último para la subrasante el mismo del terreno natural descubierto a la misma profundidad.

Actualmente en la S.C.T. se utilizan los valores relativos de soporte obtenidos en la prueba Modificada a diferentes compactaciones, pero recalculando, se trata de obtener los valores relativos de soporte críticos de los materiales en las mismas condiciones en que van a estar en el campo.

Para estimar el valor relativo de soporte crítico esperado en el campo, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, propone la siguiente fórmula

$$VRS_z = \overline{VRS} (1-CV)$$

donde:

VRS_z = Valor relativo de soporte crítico esperado en el campo o de diseño

\overline{VRS} = Valor relativo de soporte esperado en el campo, bajo condiciones medias.

V = Coeficiente de variación del VRS, que toma en cuenta la incertidumbre debida a las variaciones en el campo de las características del suelo, condiciones climatológicas, drenaje, procedimientos de construcción y las variaciones de estos factores a lo largo de la carretera y su vida de servicio.

donde:

$$V = \frac{\delta y}{\bar{x}}$$

siendo:

$$\delta y = C \sqrt{\frac{1}{n-1} (\sum fy^2) \frac{(\sum fy)^2}{n}}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum fy}{n} C + X_0$$

δy = Desviación estándar

\bar{X} = Media de los valores

fy = Frecuencias por variable aleatoria

fy^2 = Frecuencias por variable aleatoria al cuadrado.

n = Suma de frecuencias

C = Factor que depende del nivel de confianza elegido, según la siguiente tabla:

NIVEL DE CONFIANZA (%)	75	80	85	90	95	99
C	0.675	0.842	1.037	1.282	1.645	2.326

El Instituto de Ingeniería de la UNAM (II UNAM), recomienda usar un nivel de confianza de 80%.

Para evaluar la resistencia crítica a lo largo de la carretera, hay que zonificarla en zonas homogéneas de acuerdo con las condiciones climatológicas, geotécnicas, diseños estructural y geométrico. (Además hay que estimar las humedades de los materiales que vayan a prevalecer en el camino, en base al criterio del TRRL y la experiencia regional). Por último, hay que realizar suficientes pruebas que reproduzcan dentro de lo posible las condiciones reales de comportamiento en el campo, considerando a la vez, que van a existir variaciones a lo largo del camino.

Una vez evaluada la resistencia crítica o antes si se desea, se procede a estimar el volumen de tránsito de la carretera ya sea por medio de aforos o induciéndolo, así como su composición; también se puede obtener de los libros de datos viales que proporciona la Subdirección de Ingeniería de Tránsito S.C.T., pero esto sólo es válido cuando no se pueda contar con otra información.

Este volumen se convierte a pasadas de ejes equivalentes de 8.2 toneladas que se supone vayan a ocurrir durante el período de diseño, es decir, la vida útil para la cual se está proyectando el pavimento.

El procedimiento es el siguiente:

- a) Se obtiene el T.P.D.A. actual y su composición o sea, los porcentajes de cada tipo de vehículos.
- b) Se hace intervenir una tasa de crecimiento vehicular anual (r), ya sea constante o variable, durante el período de diseño.
- c) Se convierte el volumen de vehículos de cada tipo a ejes equivalentes de 8.2 toneladas que denominamos ΣL , obteniéndose el total para el período de diseño.

La fórmula empleada es la siguiente:

$$\Sigma L = (TPDA) (C_D) (C_T) \sum_{i=1}^P C_i \left[W_i \Sigma d_m + (1-W_i) \Sigma d_v \right]$$

donde:

ΣL = Número de pasadas de ejes equivalentes de 8.2 Ton producidas por "p" tipos de vehículos durante "n" años.

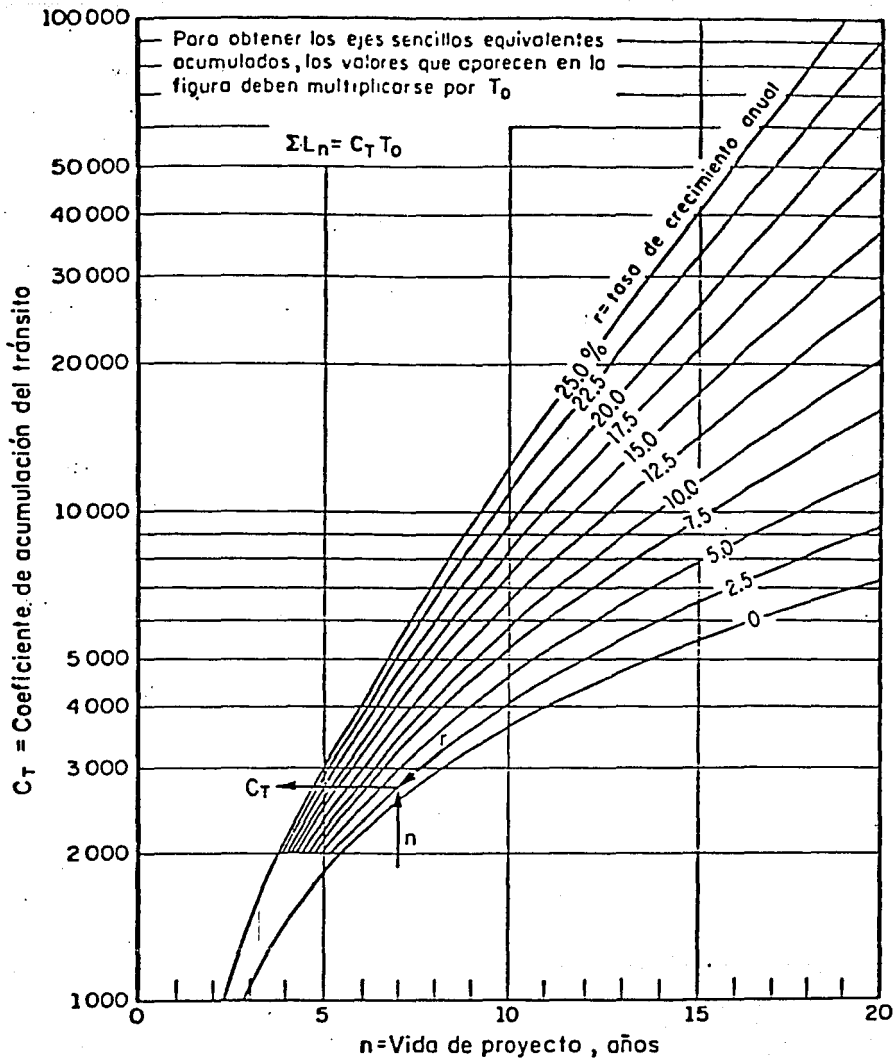
TDPA = Volumen de tránsito promedio diario anual en ambas direcciones en el año inicial de operación.

C_D = Porcentaje del número de vehículos en el carril de diseño.

Lo recomendable es:

CARRILES	C_D
2	0.5
4	0.4 - 0.5
6 ó más	0.3 - 0.4

C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito para el



$$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$$

C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 = Tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

ΣL_n = Tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

Fig. II.3 Gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito

período de diseño, que se calcula mediante

$$C_T = 365 \sum_{i=1}^n (1+r)^{i-1} = 365 \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Siendo "r" la tasa de incremento anual antes mencionada y "n" el número de años de vida útil o período de proyecto.

El coeficiente C_T también se puede obtener de la gráfica de la figura II.3

C_i = Porcentaje en el tránsito total de cada tipo de vehículo (i)

W_i = Porcentaje de vehículos cargados de cada tipo de vehículo (i)

d_m = Coeficiente de daño del vehículo tipo i cargado

d_v = Coeficiente de daño del vehículo tipo i vacío

Los coeficientes de daño para vehículo cargados y vacíos, son los mostrados en las tablas II.1 de las figuras A, B, C, D, E, F, G, H, I y J. Si se desea obtener coeficiente de daño para vehículos especiales se puede usar la gráfica de la figura II.4. Cabe aclarar que regularmente los aforos de tránsito sólo proporcionan los volúmenes de tránsito y la composición o porcentaje de vehículos tipo "A" (Autobuses) y tipo "C" (Camiones), sin aclarar que tipo de vehículos pesados son los que circulan; entonces es difícil establecer los porcentajes de cada tipo de vehículo pesado y por lo tanto es más difícil aún fijar un porcentaje de vehículos cargados o vacíos.

Por otra parte, el estado actual de las carreteras requiere de medidas enérgicas y se debe tomar en cuenta que la mayoría de los transportistas circula con sobrecarga con respecto a la carga máxima permitida.



A2 Automóvil

Caminos A,B,C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
	1 ^a	1,0	0,6	2,0	0,002	0,000	0,000	0,000	0,002	0,000	0,000	0,000
	2 ^a	1,0	0,8	2,0	0,002	0,000	0,000	0,000	0,002	0,000	0,000	0,000
	Σ	2,0	1,6		0,004	0,000	0,000	0,000	0,004	0,000	0,000	0,000



A'2 Camión ligero, con capacidad de carga hasta de 3 ton

Caminos A,B,C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
	1 ^a	1,7	1,3	4,6	0,268	0,003	0,000	0,000	0,268	0,001	0,000	0,000
	2 ^a	3,8	1,2	4,6	0,268	0,061	0,023	0,015	0,268	0,001	0,000	0,000
	Σ	5,5	2,5		0,536	0,064	0,023	0,015	0,536	0,002	0,000	0,000



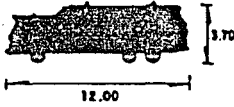
B2 Autobús de dos ejes

Caminos A,B,C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Caminos A	1 ^a	5,5	3,5	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,079	0,001	0,010
	2 ^a	10,0	7,0	5,6	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,679	0,501	0,433
	Σ	15,5	10,5		2,000	1,890	2,457	2,939	2,000	0,757	0,502	0,443
Caminos B	1 ^a	5,0	3,5	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,079	0,001	0,010
	2 ^a	9,0	6,5	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,558	0,359	0,292
	Σ	14,0	10,0		2,000	1,495	1,589	1,701	2,000	0,637	0,360	0,302
Caminos C	1 ^a	4,0	3,0	5,8	1,000	0,126	0,002	0,021	1,000	0,044	0,009	0,004
	2 ^a	8,0	6,0	5,8	1,000	0,944	0,900	0,878	1,000	0,448	0,249	0,190
	Σ	12,0	9,0		2,000	1,070	0,902	0,899	2,000	0,492	0,258	0,194

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

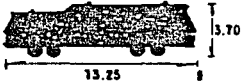
- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig. A Coeficientes de daño



B3 Autobús de tres ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
Camino A	1 ^{**}	5,5	4,0	5,4	0,666	0,286	0,155	0,116	0,666	0,107	0,034	0,021
	2 ^{**}	14,0	8,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,214	0,057	0,037
	Σ	19,5	12,0		1,999	1,369	0,877	0,852	1,999	0,321	0,091	0,058
Camino B	1 [*]	5,0	4,0	5,4	0,666	0,216	0,099	0,070	0,666	0,107	0,034	0,021
	2 ^{**}	14,0	7,5	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,172	0,042	0,026
	Σ	19,0	11,5		1,999	1,299	0,821	0,805	1,999	0,279	0,076	0,047
Camino C	1 [*]	4,0	3,5	5,4	0,666	0,107	0,034	0,021	0,666	0,068	0,018	0,010
	2 ^{**}	14,0	7,5	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,172	0,042	0,026
	Σ	18,0	11,0		1,999	1,190	0,756	0,756	1,999	0,240	0,060	0,036



B4 Autobús de cuatro ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
Camino A	1 ^{***}	7,0	5,0	5,4	1,333	0,136	0,030	0,018	1,333	0,038	0,006	0,003
	2 ^{**}	14,0	8,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,214	0,057	0,037
	Σ	21,0	13,0		2,666	1,219	0,752	0,753	2,666	0,252	0,063	0,040
Camino B	1 ^{***}	7,0	5,0	5,4	1,333	0,136	0,030	0,018	1,333	0,038	0,006	0,003
	2 ^{**}	14,0	8,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,214	0,057	0,037
	Σ	21,0	13,0		2,666	1,219	0,752	0,753	2,666	0,252	0,063	0,040
Camino C	1 ^{***}	7,0	5,0	5,4	1,333	0,136	0,030	0,018	1,333	0,038	0,006	0,003
	2 ^{**}	14,0	8,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,214	0,057	0,037
	Σ	21,0	13,0		2,666	1,219	0,752	0,753	2,666	0,252	0,063	0,040

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

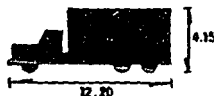
- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig. B Coeficientes de daño



C2 Camión de dos ejes

	Conjunto	Peso, en ton			ρ , kg/cm ²	d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío				
		†Carga máxima	Vació				$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
Camión A	1 [†]	5,5	3,5	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,079	0,019	0,010		
	2 [†]	10,0	3,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,044	0,009	0,004		
	Σ	15,5	6,5		2,000	1,890	2,457	2,939	2,000	0,123	0,028	0,014		
Camión B	1 [†]	5,0	3,0	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,044	0,009	0,004		
	2 [†]	9,0	3,0	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,044	0,009	0,004		
	Σ	14,0	6,0		2,000	1,495	1,589	1,701	2,000	0,088	0,018	0,008		
Camión C	1 [†]	4,0	2,5	5,8	1,000	0,126	0,036	0,021	1,000	0,022	0,003	0,002		
	2 [†]	8,0	2,5	5,8	1,000	0,944	0,900	0,878	1,000	0,022	0,003	0,002		
	Σ	12,0	5,0		2,000	1,070	0,936	0,899	2,000	0,044	0,006	0,004		



C3 Camión de tres ejes

	Conjunto	Peso, en ton			ρ , kg/cm ²	d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío				
		†Carga máxima	Vació				$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
Camión A	1 [*]	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021		
	2 ^{**}	10,0	4,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,028	0,003	0,002		
	Σ	23,5	8,5		3,000	2,817	2,457	2,940	3,000	0,154	0,039	0,023		
Camión B	1 [*]	5,0	3,8	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,106	0,028	0,016		
	2 ^{**}	15,0	4,2	5,8	2,000	1,615	1,072	1,089	2,000	0,021	0,002	0,001		
	Σ	20,0	8,0		3,000	1,876	1,178	1,160	3,000	0,127	0,030	0,017		
Camión C	1 [*]	4,0	3,5	5,4	0,666	0,107	0,034	0,021	0,666	0,068	0,018	0,010		
	2 ^{**}	14,0	4,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,015	0,002	0,001		
	Σ	18,0	7,5		1,999	1,190	0,756	0,756	1,999	0,083	0,020	0,011		

†Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

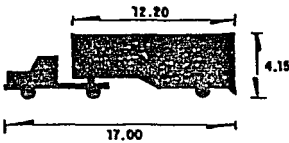
- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig. C Coeficientes de daño



C4 Camión de cuatro ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
		1*	5,5		4,5	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,187
2**	22,5	8,0	5,8	3,000	2,422	2,289	2,818	3,000	0,084	0,020	0,011	
Σ	28,0	12,5		4,000	2,771	2,456	2,937	4,000	-0,271	0,084	0,051	



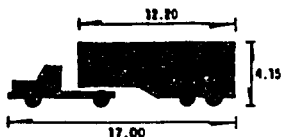
T2-S1 Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje

Camino B	Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
			+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
			1*	5,5		3,2	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,057
2*	10,0	3,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,071	0,016	0,009		
3*	10,0	3,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,071	0,016	0,009		
Σ	25,5	10,0		3,000	3,431	4,747	5,759	3,000	0,199	0,044	0,024		
1*	5,0	3,0	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,044	0,009	0,004		
2*	9,0	3,0	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,044	0,009	0,004		
3*	9,0	3,0	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,044	0,009	0,004		
Σ	23,0	9,0		3,000	2,729	3,072	3,331	3,000	0,132	0,027	0,012		

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

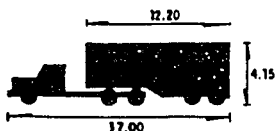
- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig. D Coeficientes de daño



T2-S2 Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		P, kg/cm ²	d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		†Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
A	1 [*]	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
	2 [*]	18,0	3,5	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,079	0,019	0,010
	3 ^{**}	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001
	Σ	33,5	11,5		4,000	4,358	4,747	5,760	4,000	0,222	0,057	0,032
B	1 [*]	5,0	3,4	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,071	0,016	0,009
	2 [*]	9,0	3,4	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,071	0,016	0,009
	3 ^{**}	15,0	3,7	5,8	2,000	1,615	1,072	1,089	2,000	0,012	0,001	0,001
	Σ	29,0	10,5		4,000	3,110	2,661	2,790	4,000	0,154	0,033	0,019



T3-S2 Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		P, kg/cm ²	d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		†Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
A	1 [*]	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
	2 ^{**}	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001
	3 ^{**}	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001
	Σ	41,50	12,0		5,000	5,285	4,747	5,761	5,000	0,160	0,040	0,023
B	1 [*]	5,0	3,5	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,079	0,019	0,010
	2 ^{**}	15,0	4,0	5,8	2,000	1,615	1,072	1,089	2,000	0,017	0,002	0,001
	3 ^{**}	15,0	4,0	5,8	2,000	1,615	1,072	1,089	2,000	0,017	0,002	0,001
	Σ	35,0	11,5		5,000	3,491	2,250	2,249	5,000	0,113	0,023	0,012

†Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

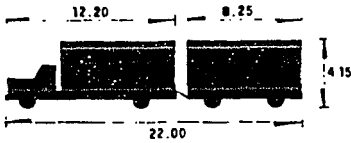
Fig. E Coeficientes de daño



T3-S3

Tractor de tres ejes con
semirremolque de tres ejes

Camión A	Conjunto	Peso, en ton			$\dagger d_m$ = Coeficiente de daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		\dagger Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
					1 ^{**}	2 ^{**}	3 ^{***}	Σ	1 ^{**}	2 ^{**}	3 ^{***}	Σ
	1 ^{**}	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{**}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	3 ^{***}	22.5	5.0	5.8	3.000	2.422	2.289	2.818	3.000	0.011	0.002	0.001
	Σ	46.0	13.0		6.000	5.239	4.746	5.758	6.000	0.154	0.040	0.023



C2-R2

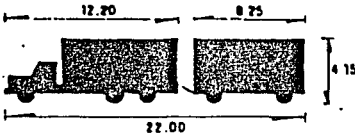
Camión de dos ejes con
remolque de dos ejes

Camión A	Conjunto	Peso, en ton			$\dagger d_m$ = Coeficiente de daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		\dagger Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
					1 ^{**}	2 ^{**}	3 ^{***}	4 ^{***}	Σ	1 ^{**}	2 ^{**}	3 ^{***}
	1 ^{**}	5.5	3.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.019	0.010
	2 ^{**}	10.0	3.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.044	0.009	0.004
	3 ^{***}	10.0	2.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.009	0.001	0.000
	4 ^{***}	10.0	2.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.009	0.001	0.000
	Σ	35.5	10.5		4.000	4.972	7.037	8.579	4.000	0.141	0.030	0.014

\dagger Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

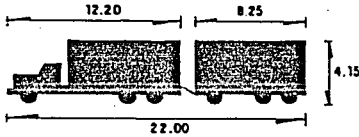
Fig. F Coeficientes de daño



C3-R2

Camión de tres ejes con
remolque de dos ejes

Conjunto	Peso, en ton		$p, \text{kg/cm}^2$	$d_m =$ Coeficiente daño bajo carga máxima				$d_v =$ Coeficiente de daño vacío			
	+Carga máxima	Vacío		$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
	Camión A										
1 st	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
2 nd	18.0	4.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002
3 rd	10.0	2.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.009	0.001	0.000
4 th	10.0	2.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.009	0.001	0.000
I	43.5	12.5		5.000	5.899	7.037	8.580	5.000	0.172	0.041	0.023



CR-R3

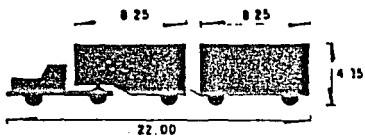
Camión de tres ejes con
remolque de tres ejes

Conjunto	Peso, en ton		$p, \text{kg/cm}^2$	$d_m =$ Coeficiente daño bajo carga máxima				$d_v =$ Coeficiente de daño vacío			
	+Carga máxima	Vacío		$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
	Camión A										
1 st	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
2 nd	18.0	4.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002
3 rd	10.0	2.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.009	0.001	0.000
4 th	18.0	3.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.005	0.000	0.000
I	51.5	13.5		6.000	6.826	7.037	8.581	6.000	0.168	0.040	0.023

†Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

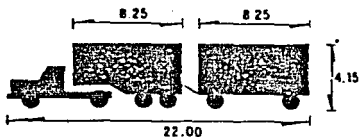
Fig. G Coeficientes de daño



T2-S1-R2

Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p_1 , kg/cm ²	d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		†Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
		1 [†]	5,5		3,2	5,4	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,057
2 [†]	10,0	3,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,071	0,016	0,009	
3 ^{††}	10,0	2,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,018	0,003	0,001	
4 [†]	10,0	2,3	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,015	0,002	0,001	
5 [†]	10,0	2,2	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,013	0,002	0,001	
Σ	45,5	13,5		5,000	6,513	9,327	11,399	5,000	0,174	0,035	0,016	



T2-S2-R2

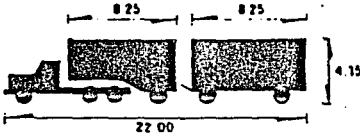
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p_1 , kg/cm ²	d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		†Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
		1 [†]	5,5		4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126
2 [†]	10,0	4,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,126	0,036	0,021	
3 ^{††}	18,0	3,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,009	0,001	0,000	
4 [†]	10,0	2,3	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,015	0,002	0,001	
5 [†]	10,0	2,2	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,013	0,002	0,001	
Σ	53,5	16,0		6,000	7,440	9,327	11,400	6,000	0,289	0,077	0,044	

†Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

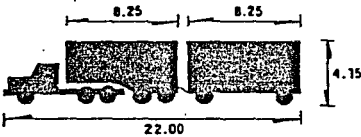
Fig. H Coeficientes de daño



T3-S1-R2

Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton			d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
1 ^a	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021	
2 ^{aa}	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001	
3 ^{aa}	10,0	2,5	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,022	0,003	0,002	
4 ^a	10,0	2,3	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,015	0,002	0,001	
5 ^a	10,0	2,2	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,013	0,002	0,001	
Σ	53,5	15,0		6,000	7,440	9,327	11,400	6,000	0,193	0,045	0,026	



T3-S2-R2

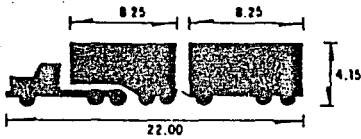
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton			d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
1 ^a	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021	
2 ^{aa}	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001	
3 ^{aa}	18,0	3,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,009	0,001	0,000	
4 ^a	10,0	2,3	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,015	0,002	0,001	
5 ^a	10,0	2,2	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,013	0,002	0,001	
Σ	61,5	16,0		7,000	8,367	9,327	11,401	7,000	0,180	0,043	0,024	

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

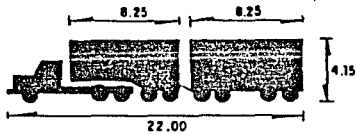
Fig. I Coeficientes de daño



T3-S2-R3

Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de tres ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton			$\dagger d_m =$ Coeficiente daño bajo carga máxima				$d_v =$ Coeficiente de daño vacío			
		\dagger Carga máxima	Vacio	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
					$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
1 ^ª	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021	
2 ^ª	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001	
3 ^ª	18.0	3.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.009	0.001	0.000	
4 ^ª	18.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001	
5 ^ª	18.0	3.2	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.006	0.001	0.000	
Σ	69.5	17.0		8.000	9.294	9.327	11.401	8.000	0.173	0.042	0.023	



T3-S2-R4

Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton			$\dagger d_m =$ Coeficiente daño bajo carga máxima				$d_v =$ Coeficiente de daño vacío			
		\dagger Carga máxima	Vacio	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
					$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
1 ^ª	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021	
2 ^ª	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001	
3 ^ª	18.0	3.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.009	0.001	0.000	
4 ^ª	18.0	3.3	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.007	0.001	0.000	
5 ^ª	18.0	3.2	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.006	0.001	0.000	
Σ	77.5	18.0		9.000	10.221	9.327	11.403	9.000	0.165	0.041	0.022	

\dagger Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig. J Coeficientes de daño

Por lo antes expuesto, se recomienda no usar los coeficientes de daño de vehículos vacíos, más que en casos especiales donde se tenga seguridad de los porcentajes de vehículos cargados o vacíos.

Entonces la fórmula queda:

$$\Sigma L = (TPDA) (C_D) (C_T) \sum_{i=1}^P C_i (W_i \Sigma d_m).$$

que se puede calcular usando la forma mostrada en la figura II.5

En esta figura se clasifican los tipos de vehículos que usualmente circulan por las carreteras, de acuerdo a las tablas II.1.

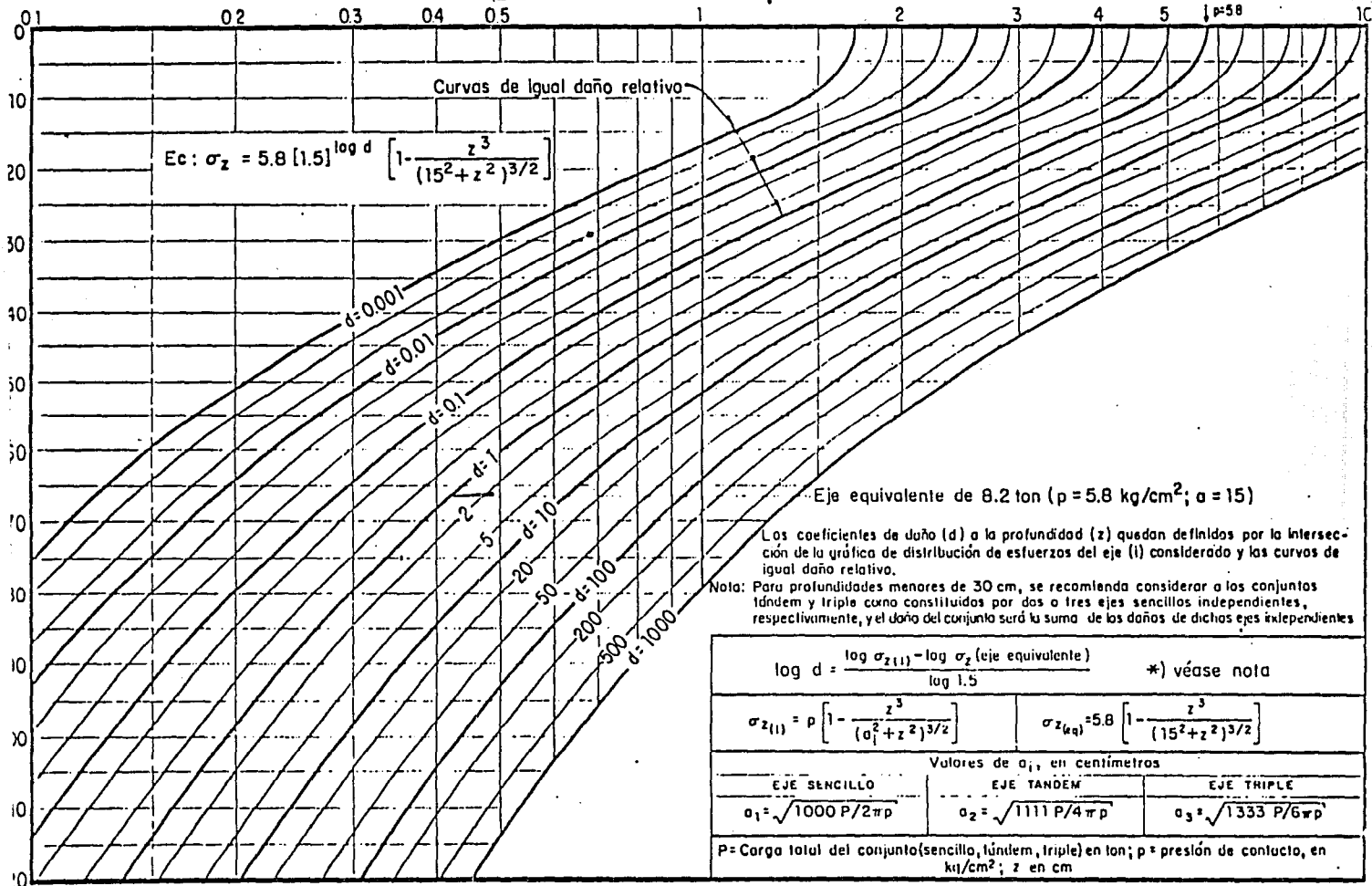
Determinadas las resistencias críticas esperadas y el número de ejes equivalentes a 8.2 Ton a diferentes profundidades, se puede hacer uso de las gráficas II.6 a II.9 dependiendo del nivel de confianza elegido, que va de 0.6 a 0.9 y que está en función del tipo de importancia de la carretera, procedimientos y control de construcción, tipo de conservación previsto y riesgo que se desee aceptar.

Para el cálculo de los espesores del pavimento el II UNAM recomienda usar el ΣL a $Z = 0$ para la carpeta y ΣL a $Z = 30$ para las demás, pero estrictamente hay que realizar tanteos para determinar que número de ejes equivalentes hay que usar, calculado primero un espesor y viendo si la "Z" empleada es correcta, lo que es factible con la forma mencionada; otra forma de hacerlo es calculando los espesores primero por otro método como la Porter Modificada y luego afinarlo con el del II UNAM.

Por último, existe ciertas condiciones que son:

- A) El coeficiente de equivalencia para la carpeta, si es de concreto asfáltico es de 2, si es de uno

σ_z = Esfuerzo vertical a la profundidad z , en kg/cm^2



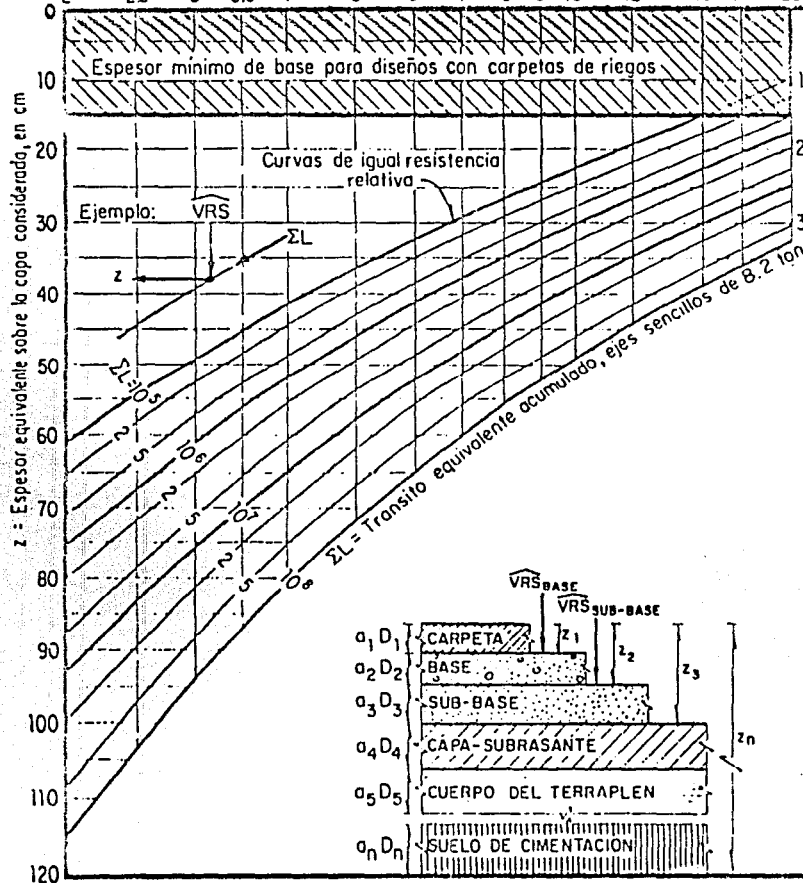
TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ • ① • ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 Ton	
					④ CARPETA Y BASE Z: _____	⑤ SUB-BASE Y TERRACERIAS Z: _____	⑥ = ③ x ④ CARPETA Y BASE	⑦ = ③ x ⑤ SUB-BASE Y TERRACERIAS
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
SUMAS	1.000	_____		1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧			
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = _____ T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = _____ % TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = _____ CD CARRIL PROYECTO = _____					TDPA INICIAL EN FL. CARRIL DE PROYECTO ⑨			
					C_T ⑩			
					ΣL ⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩			

Fig. II.5-Cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

\widehat{VRS}_z

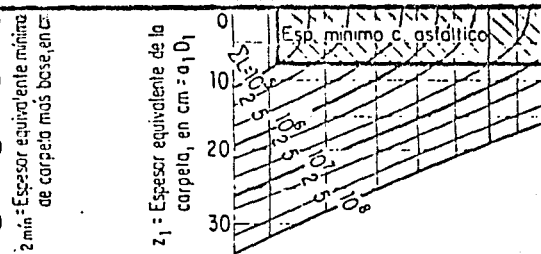
Valor relativo de soporte crítico de sub-base y terracerías

2 2.5 3 3.5 4 5 6 7 8 9 10 12 15 17 20



\widehat{VRS} crítico de la base

45 50 60 70 80 90 100 110 120



\widehat{VRS} = Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo = $\widehat{VRS} [1 - 0.84 V]$

\widehat{VRS}_z = Valor relativo de soporte medio esperado en el campo

V = Coeficiente de variación del \widehat{VRS} en el campo

Z = Espesor equivalente, en cm = $\sum a_i D_i$

$a_1 = 0$ para carpetas de riegos

$a_1 \leq 2$ para concreto asfáltico

$a_2 = a_3 = a_4 = a_5 = 1$ para materiales estabilizados mecánicamente

$$\widehat{VRS}_z \geq \widehat{VRS}_0 [1.5]^{10z \Sigma L} \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]; z \text{ en cm}$$

\widehat{VRS}_0		NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
BASES	SUB-BASES Y TERRACERIAS		
7.55	3.13	2.5	$Q_u = 0.6$

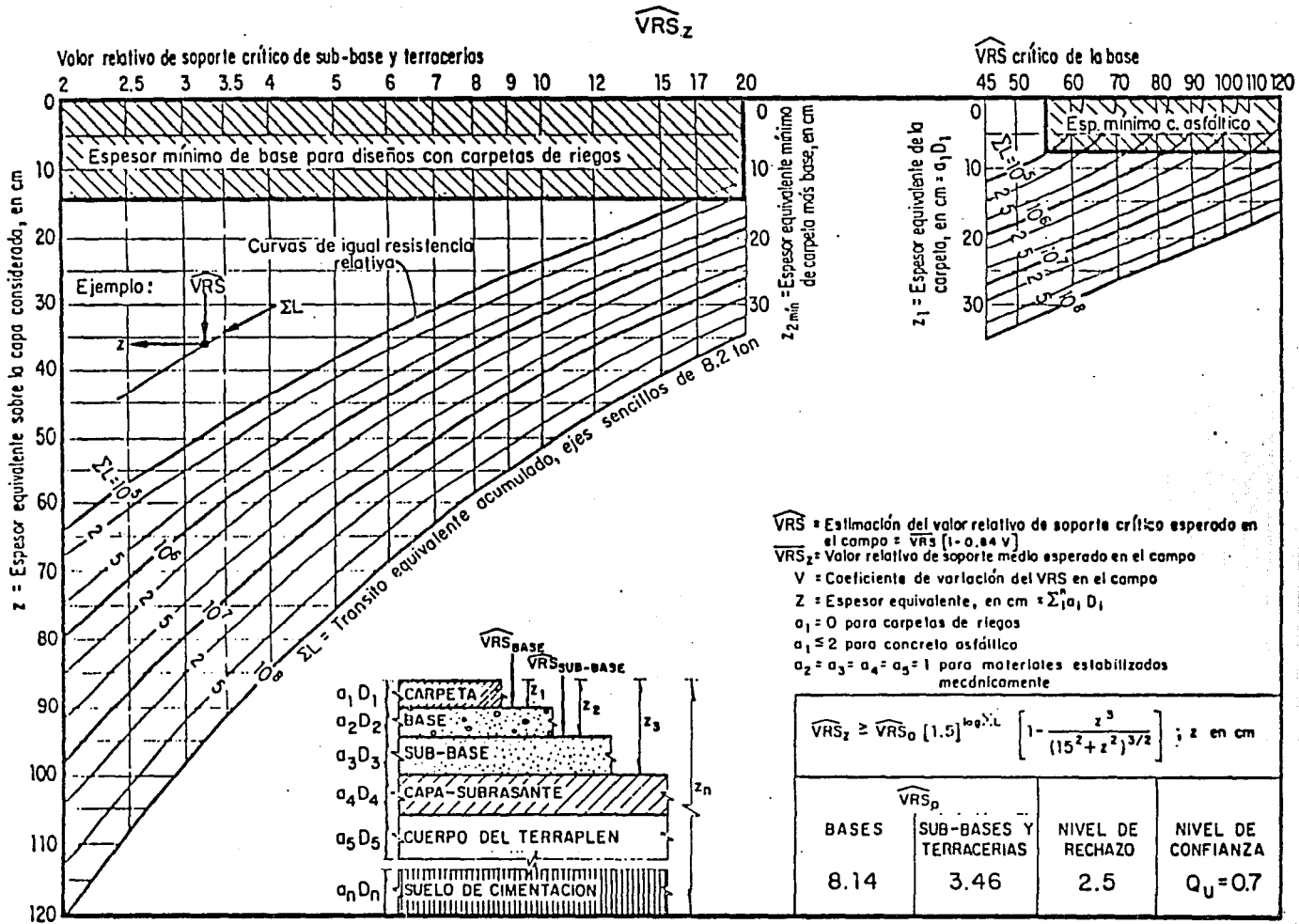


Fig. 11.7 Gráfico para el diseño estructural de carpetas con pavimentos de base y sub-base.

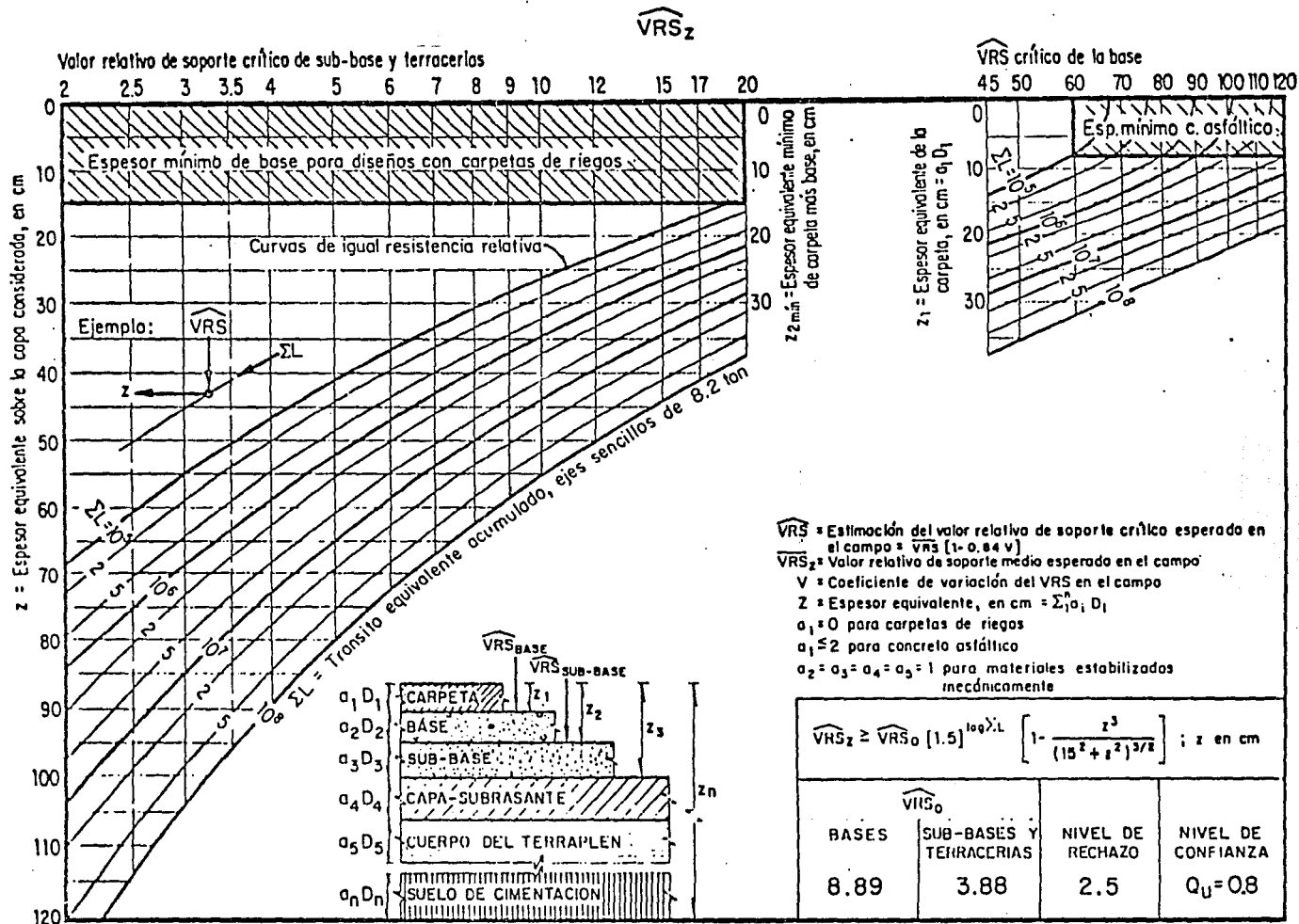


Fig.11.8 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

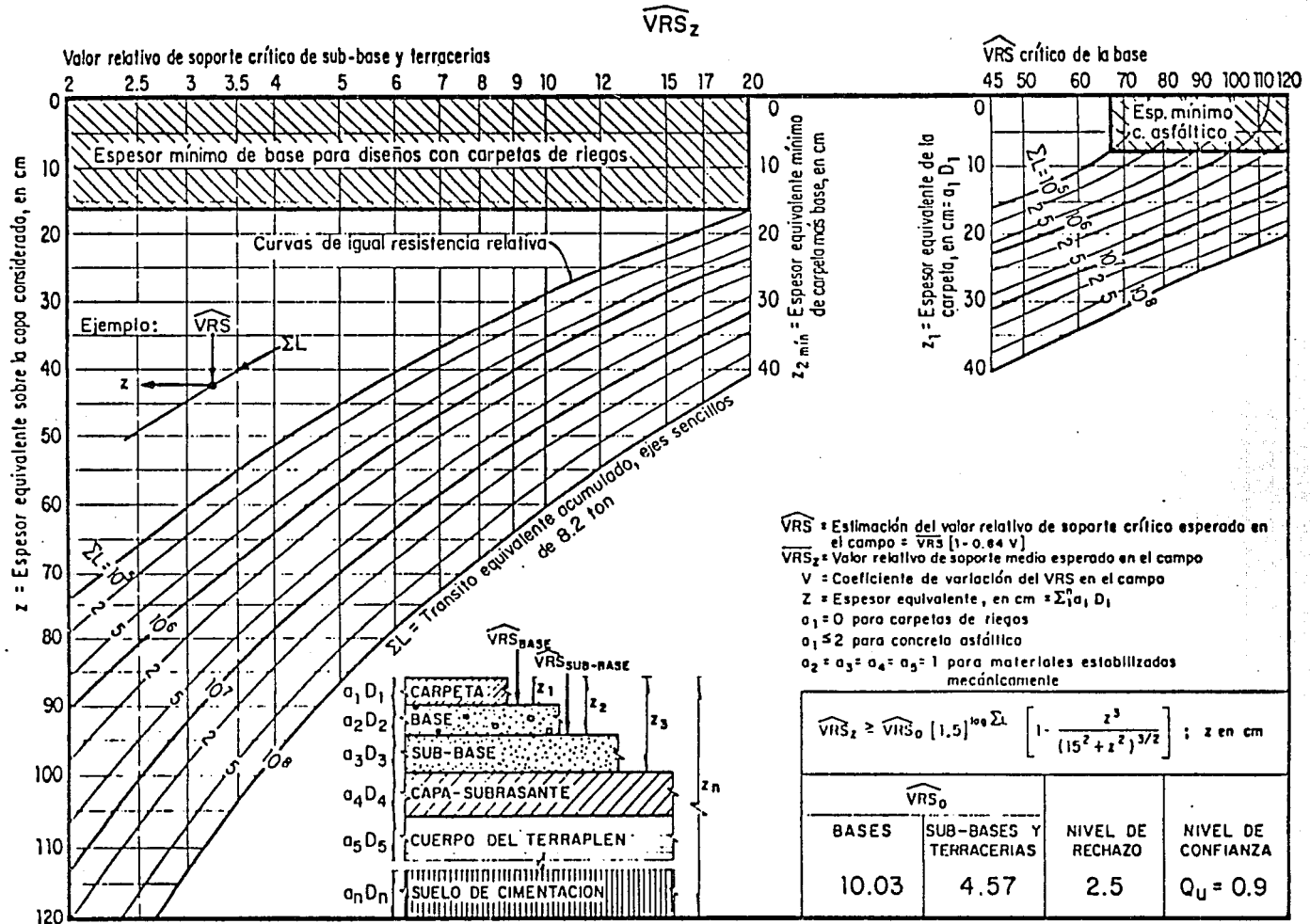


Fig 11.9 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

o dos riegos es igual a cero y para las otras capas del pavimento es igual a 1, siempre y cuando estén sólo compactadas sin algún agente estabilizador; en caso de que lo tengan hay que establecer un coeficiente de equivalencia.

- B) En cuanto a las resistencias para las diferentes capas, el método establece un límite que es de 120 máximo para bases y 20 máximo para sub-bases. El VRS mínimo de diseño es 2%.

Cabe aclarar que los valores de resistencia especificados para las capas del pavimento no son los mismos que para el diseño, y éstos hay que obtenerlos por pruebas en el lugar o en laboratorio semejando las condiciones del campo.

- C) Los espesores mínimos de las capas del pavimento se fijarán de acuerdo a lo que sigue:
- a) 8 cm para carpeta de concreto asfáltico, o 10 cm para cualquier otra capa.
 - b) 15 cm para capa de base, si la carpeta es de riego de sello.
 - c) El espesor correspondiente a un $VRS_z = 20$, para espesor combinado de base y carpeta.
 - d) El que fije el analista de acuerdo con las condiciones particulares de la carretera.

II.1.1.1.- Ejemplo II.1.

En base a los estudios Socio-Economicos de la zona, es necesario construir un camino que agilice el tránsito en un tramo de 10 km en zona Agro-Industrial.

primero se estima el tránsito inicial así como su distribución en el año base, o sea, a partir del año en que empieza a correr la vida útil de la

obra.

El Tránsito Promedio Diario Anual se estimó en 9,362 vehículos en ambos sentidos. Se realizaron estudios de origen y destino en la zona con lo cual se determinó la siguiente composición de tránsito.

Tipo de Vehículo	Designación	Composición (%)
Automóvil	A2	45
Camión ligero con capacidad de carga hasta 3 Ton	A'2	10
Autobús de dos ejes	B2	15
Camión de dos ejes	C2	14
Camión de tres ejes	C3	14
Tractor con dos ejes con semirremolque de un eje	T2-S1	1
Tractor con dos ejes con semirremolque de dos ejes	T2-S2	1

Con estos datos se hace uso de la forma de la figura II-5 para calcular el número de ejes sencillos equivalentes igual a 8.2 Ton en el año base.

En la columna 1 se anota el porcentaje de cada tipo de vehículo en ambos sentidos, la suma de estos porcentajes debe ser igual a la unidad.

En la columna 2 se asientan los coeficientes de distribución de vehículos cargados o vacíos para cada tipo de vehículo.

Para calcular los datos de la columna 3 que es la composición del tránsito de vehículos cargados o vacíos, se multiplican los valores de la columna 1 por los de la columna 2; teniéndose como en el ca-

so de la columna 1 una suma igual a la unidad. La manera de calcular la suma de ejes equivalentes de 8.2 Ton columnas 6 y 7, que ese tránsito unitario causa para diferentes profundidades es multiplicando los coeficientes de daño para caminos tipo "C", de las columnas 4 y 5; los cuales los obtenemos de las tablas II.1, también a diferentes profundidades por la composición del tránsito de vehículos cargados o vacíos de la columna 3; por ejemplo si se quiere calcular el número de ejes equivalentes de 8.2 Ton de los automóviles en la superficie, se multiplica la fracción de automóviles por su factor de daño a la profundidad cero (Z=0), y de la misma manera para los valores restantes. Sumando los resultados de las columnas 6 y 7 de las figuras II.10 y II.11 se obtiene el número de ejes equivalentes de 8.2 Ton (ΣL), para diferentes profundidades (Z=10 cm, columna 6 fig. II.10; Z=15 cm, columna 7 fig. II.10; Z=30 cm, columna 6 fig. II.11 y Z=60 cm, columna 7 fig. II.11), en el año de inicio (base).

La manera de obtener el número de ejes equivalentes de 8.2 Ton al término del período renglón 11, que se considera en el diseño es haciendo intervenir el período (en este caso 10 años) y la tasa de crecimiento anual (para este ejemplo 7.5%) y con ellos entrar en la gráfica de la fig. II.3 o usar la expresión:

$$C_T = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] \text{ para calcular el coeficiente}$$

de acumulación del tránsito renglón 10, mismo que se multiplicará por los ejes equivalentes de 8.2 Ton para tránsito unitario en el inicio, renglón

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ = ① × ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
					CARPETA Y BASE Z: <u>0</u> ④	SUB-BASE Y TERRAJERIAS Z: <u>15</u> ⑤	CARPETA Y BASE ⑥ = ③ × ④	SUB-BASE Y TERRAJERIAS ⑦ = ③ × ⑤
A 2	0.45	CARGADOS	1.0	0.45	0.004	0.000	0.00180	0.00000
		VACIOS	0.0	0.00	0.004	0.000	0.00000	0.00000
A'2	0.10	CARGADOS	0.6	0.06	0.536	0.064	0.03216	0.00384
		VACIOS	0.4	0.04	0.536	0.002	0.02144	0.00008
B 2	0.15	CARGADOS	0.9	0.135	2.000	1.010	0.27000	0.13635
		VACIOS	0.1	0.015	2.000	0.492	0.03000	0.00738
C 2	0.14	CARGADOS	0.8	0.112	2.000	1.070	0.22400	0.11984
		VACIOS	0.2	0.028	2.000	0.044	0.05600	0.001232
C 3	0.14	CARGADOS	0.7	0.098	1.999	1.190	0.195902	0.116620
		VACIOS	0.3	0.042	1.999	0.083	0.083958	0.003486
T2-S1	0.01	CARGADOS	1.0	0.01	3.000	2.729	0.030000	0.027290
		VACIOS	0.0	0.00	3.000	0.132	0.000000	0.000000
T2-S2	0.01	CARGADOS	1.0	0.01	4.000	3.110	0.040000	0.031100
		VACIOS	0.0	0.00	4.000	0.154	0.000000	0.000000
SUMAS	1.000	—		1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧		0.985260	0.447218
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = 10 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 %					IDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨		4,681.00	4,681.00
					C _T ⑩		5,163.69	5,163.69
TOPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 9,362.00		CD CARRIL PROYECTO = 0.5		ΣL ⑪ = ⑧ × ⑨ × ⑩		23'814,948.92	10'809,810.43	

Fig.110-Cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ = ① x ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
					CARPETA Y BASE Z: 30 ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z: 60 ⑤	CARPETA Y BASE ⑥ = ③ x ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS ⑦ = ③ x ⑤
A 2	0.45	CARGADOS	1.0	0.45	0.000	0.000	0.00000	0.00000
		VACIOS	0.0	0.00	0.000	0.000	0.00000	0.00000
A'2	0.10	CARGADOS	0.6	0.06	0.023	0.015	0.00138	0.00090
		VACIOS	0.4	0.04	0.000	0.000	0.00000	0.00000
B 2	0.15	CARGADOS	0.9	0.135	0.902	0.899	0.12177	0.121365
		VACIOS	0.1	0.015	0.258	0.194	0.00387	0.002910
C 2	0.14	CARGADOS	0.8	0.112	0.936	0.899	0.104832	0.100688
		VACIOS	0.2	0.028	0.006	0.004	0.000168	0.000112
C 3	0.14	CARGADOS	0.7	0.098	0.756	0.756	0.074088	0.074088
		VACIOS	0.3	0.042	0.020	0.011	0.000840	0.000462
T2-S1	0.01	CARGADOS	1.0	0.01	3.072	3.331	0.030720	0.033310
		VACIOS	0.0	0.00	0.027	0.012	0.000000	0.000000
T2-S2	0.01	CARGADOS	1.0	0.01	2.661	2.790	0.026610	0.027900
		VACIOS	0.0	0.00	0.033	0.019	0.000000	0.000000
SUMAS	1.000	—		1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧		0.364278	0.361735
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = 10 r = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 % TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 9,362.00 CD CARRIL PROYECTO = 0.5					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨	4,681.00	4,681.00	
					C_T ⑩	5,163.69	5,163.69	
					ΣL ⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩	8'805,048.37	8'743,580.93	

Fig.II.II- Cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

8 y por TDPA inicial en el carril de proyecto renglón 9 que se obtiene multiplicando el TDPA inicial por C_D en este caso igual a 0.5 que es el porcentaje del número de vehículos en el carril de diseño.

En este ejemplo:

$$C_T = 365 \frac{[(1+r)^n - 1]}{r} = 365 \frac{[(1+0.075)^{10} - 1]}{0.075} = 5\ 163.69$$

r = tasa de crecimiento anual = 7.5%

n = período de diseño = 10 años

Los ejes equivalentes al final del período de diseño serán: Para $Z=0$ cm, $\Sigma L=2.4 \times 10^7$; para $Z=15$ cm, $\Sigma L=1.1 \times 10^7$; para $Z=30$ cm, $\Sigma L=8.8 \times 10^6$; para $Z=60$ cm, $\Sigma L=8.7 \times 10^6$.

El procedimiento anterior se resume en las figs. II. 10 y II.11

Este método propone usar los ejes equivalentes en $Z=0$ cm, para la carpeta y los $Z=30$ cm, para las capas restantes. A este respecto se hace notar que en las carreteras de la red básica nacional se tienen tránsitos fuertes que requieren de espesores fuertes de pavimento, entonces las terracerías (suelo de apoyo) suelen quedar a profundidades de 60 cm o mayores, por lo que se propone que se usen los ejes equivalentes en $Z=60$ cm, para diseñar estructuras sobre ellas.

Para la sub-base y base se propone usar ejes equivalentes en $Z=30$ cm, y para carpeta no hay inconveniente en usar lo que fija el método.

Una vez determinado el número de ejes equivalentes de 8.2 Ton al final del período considerando, lo que procede es evaluar la resistencia de diseño (VRS).

En el caso de la estructura nueva el V.R.S. de diseño se calcula tomando en cuenta las características del material con que se construirá el cuerpo del terraplén y la capa subrasante, así como también las del terreno natural.

Los resultados de ensayos de calidad efectuados al terraplén natural y al material proveniente de bancos para la estructura del pavimento son los siguientes:

a) Materiales de construcción

Capa	Compactación	Origen	VRS
Subrasante	90%	Banco	9%
Sub-base	95%	Banco	50%
Base hidráulica	95%	Mezcla de suelos	118%

b) Para el terreno natural se obtuvieron los siguientes valores:

VRS: 4.2, 4.7, 5.1, 14.1, 3.3, 1.9, 2.8, 7.4, 3.3, 38.0, 5.1, 3.7, 3.3, 2.3, 7.5 y 9.4

El V.R.S. representativo del terreno natural se obtiene como sigue:

Análisis Estadístico

a) Cálculo de intervalo

$$C = \frac{n_{\max} - n_{\min}}{10}; \quad \begin{array}{l} n_{\min} = 1.9 \\ n_{\max} = 9.4 \end{array}$$

$$C = \frac{9.4 - 1.9}{10} = 0.75 \quad \therefore C = 0.5$$

b) Tabulando

Intervalo	\bar{x}	f	y	fy	y ²	fy ²
1.51 - 2.0	1.75	1	8	8	64	64
2.01 - 2.5	2.25	1	7	7	49	49
2.51 - 3.0	2.75	1	6	6	36	36
3.01 - 3.5	3.25	3	5	15	25	75
3.51 - 4.0	3.75	1	4	4	16	16
4.01 - 4.5	4.25	1	3	3	9	9
4.51 - 5.0	4.75	1	2	2	4	4
5.01 - 5.5	5.25	2	1	2	1	2
5.51 - 6.0	5.75	0	0	0	0	0
6.01 - 6.5	6.25	0	-1	0	1	0
6.51 - 7.0	6.75	0	-2	0	4	0
7.01 - 7.5	7.25	2	-3	-6	9	18
7.51 - 8.0	7.75	0	-4	0	16	0
8.01 - 8.5	8.25	0	-5	0	25	0
8.51 - 9.0	8.75	0	-6	0	36	0
9.01 - 9.5	9.25	$\frac{1}{14}$	-7	$\frac{-7}{34}$	49	$\frac{49}{322}$

c) Fórmula Operaciones
Media

$$\bar{x} = \frac{\sum fy}{n} C + X_0 \quad \bar{x} = \frac{34}{14} (0.5) + 5.75 = 6.96$$

Desviación estándar

$$\delta y = C \sqrt{\frac{1}{n-1} \left[\sum fy^2 - \frac{(\sum fy)^2}{n} \right]} \quad \delta y = 0.5 \sqrt{\frac{1}{13} \left[322 - \frac{(34)^2}{14} \right]} = 2.15$$

Coefficiente de variación

$$V = \frac{\delta y}{\bar{x}} \quad V = \frac{2.15}{6.96} = 0.31$$

d) Utilizando la expresión del Instituto de Ingeniería de la UNAM para calcular el VRS de diseño.

$$V.R.S._z = \sqrt{RS} (1-CV) = \sqrt{RS} (1-0.842V)$$

$$V.R.S._z = 6.96 (1 - 0.842 (0.31)) = 5.14\%$$

que es la resistencia representativa del terreno natural.

Ya que se tiene la suma de ejes equivalentes de 8.2 Ton. y la resistencia de las capas de apoyo, se entra en las gráficas para calcular el espesor necesario de refuerzo eligiendo la correspondiente a algún nivel de confianza determinado; como se recomendará, los niveles de confianza van de 0.6 a 0.9, siendo este último el más conservador; en este caso elejiremos un nivel de confianza Q_u de 0.8

Con el V.R.S. del terreno natural (5.14%) y la suma de ejes ($\Sigma L_{60} = 8.7 \times 10^6$) se entra a la fig. II.8 y se obtiene un espesor necesario de 63 cm sobre el terreno natural.

Con el valor de resistencia de soporte de la subrasante (9%) se entra en la fig. citada hasta cruzar la curva de tránsito equivalente de ejes sencillos (ΣL) de interés, para enseguida observar el espesor requerido en esas condiciones. (El ΣL considerado $Z=30$ cm es 8.8×10^6).

El espesor resulta ser de 46 cm, necesarios sobre la subrasante.

El espesor de la capa subrasante será la diferencia del espesor requerido sobre la misma y de la requisición sobre el terreno natural

$$63 \text{ cm} - 46 \text{ cm} = 17 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

El espesor que se necesita sobre la capa de subbase se obtiene con el V.R.S. = 50% y $\Sigma L = 1.1 \times 10^7$ ($Z=15$ cm) y es de 28 cm. El espesor de esta última será de

$$46 \text{ cm} - 28 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

Con $\Sigma L_0 = 2.4 \times 10^7$ y un $VRS_z = 118\%$ se ve que el espesor requerido sobre la base es de 14 cm

Por lo tanto el espesor de la base es de:

$$28 \text{ cm} - 14 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

La estructura queda:

C A P A	ESPESOR REQUERIDO SOBRE LA CAPA (cm)	ESPESOR PRO PUESTO (cm)	ESPESOR ACU MULADO (cm)
Carpeta	—	7	14 (grava equiv.)
Base	14	14	28
Sub-base	28	18	46
Subrasante	46	20	66
Terreno Natural	63		

De la anterior relación, se observa un superávit de $66 - 63 = 3 \text{ cm}$ de grava equivalente que sobra a la estructura para cumplir con lo requerido sobre el terreno de cimentación.

Estos espesores están dados en términos de grava equivalente.

Se proponen varios diseños de estructuración:

C A P A	D I S E Ñ O S (cm)			
	(1)	(2)	(3)	(4)
Terracería	25	15	20	30
Subrasante	20	17	25	25
Sub-base	15	20	-	15
Base hidráulica	15	15	20	10
Carpeta	75	5	5	5

Además de la calidad del material, existen otros factores que intervienen al elegir el diseño más óptimo o el que a criterio del ingeniero considere el más adecuado.

El factor fundamental será el costo donde se involucra la ubicación y explotación de bancos, el acarreo de materiales, el tratamiento del material; etc.

II.1.2.- Tecnología Porter Modificada.

Para calcular espesores en base a este método, se si-

gue más o menos el procedimiento relatado en el método anterior determinando las características del tránsito actual y a futuro de la misma manera que en el método del Instituto de Ingeniería y buscando los índices de resistencia en base a pruebas V.R.S. hechas en especímenes compactados por medio de la prueba Porter Modificada.

Para hacer más sencilla la explicación se hará uso de la forma de la fig. II-12 y se irá desglosando el procedimiento empleado.

- a) Se obtiene el T.P.D.A. en ambos sentidos por medio de aforos o de los datos viales de la Subdirección de Ingeniería de Tránsito, S.C.T.
- b) Con el dato anterior se calcula el tránsito diario en el carril de diseño, multiplicando el T.P.D.A. por 0.6 (60%) si la carretera es de dos carriles y por 0.5 (50%) si la carretera es de 4 carriles.
- c) Se fijan el período de diseño en años (n) y la tasa de crecimiento anual (r).
- d) Usando los datos del inciso anterior calcúlese el factor de conversión (C) empleando la gráfica de la fig. II.3 ó mediante la expresión:

$$C = 365 \frac{(1+r')^n - 1}{r'} \quad (r' \text{ en decimal})$$

- e) Para el cálculo del tránsito equivalente en ejes de 8.2 Ton sobre el carril de diseño, se van llenando las columnas como sigue:
En la columna (1) se colocan los tipos de vehículos más usuales en nuestra red carretera.
Dentro de la columna (2) se anotan los porcentajes de cada tipo de vehículo o composición de tránsito.
Los valores de la columna (3) se calculan multiplicando el tránsito diario en el carril de diseño pre determinado, por el porcentaje de cada tipo de vehí

CALCULO DE ESPESORES PARA PAVIMENTO FLEXIBLE:

PORTER MODIFICADA

CARRETERA (OBRA): _____ FECHA _____

TRAMO: _____

SUBTRAMO: _____

DATOS DE PROYECTO:

- 1.- Tránsito Diario promedio anual en ambos sentidos _____
- 2.- Tránsito Diario en el carril de diseño (%) _____
- 3.- Período de Diseño (años) (n) _____
- 4.- Tasa de crecimiento anual (r) _____
- 5.- Factor de conversión (c) _____

CALCULO DE TRANSITO EQUIVALENTE

TIPO DE VE HICULO.	DISTRIBUCION DEL TRANSITO EN %	DISTRIBUCION DEL TRANSITO (VEHICU LOS)	COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA	EJES SENCILLOS EQUIVALENTES - DE 8.2 TON.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Automóvil			0.0004	
Autobús			1.12	
Camión 5 T			0.03	
Camión 17 T			0.8	
Camión 25 T			1.65	

SUMA:

Tránsito acumulado al final de la vida útil

Factor de conversión x suma

CALCULO DE ESPESORES

1.- VRS de diseño de las terracerías			
2.- Índice de espesor (cm)			
3.- VRS de diseño de la capa subrasante			
4.- Índice de espesor (cm)			
5.- Estructuración del pavimento es espe- sores equivalentes:	CARPETA DE		
	BASE (BH)		
	SUB-BASE (SB)		
	SUBRASANTE (SR)		
6.- Estructuración del pavimento en espe- sores reales:	CARPETA DE		
	BASE (BH)		
	SUB-BASE (SB)		
	SUBRASANTE (SR)		

SUMA :

OBSERVACIONES:

$$C = 365 \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Fig. II.12

culo de la columna (2).

Para obtener los valores de la columna (5), se multiplican los resultados de la columna (3) por los coeficientes de equivalencia de la columna (4). Estos coeficientes de equivalencia son los determinados en la prueba AASHO mediante las fórmulas:

$$K \text{ sencillo} = \left[\frac{Ls}{82} \right]^4$$

$$K \text{ tándem} = \left[\frac{LT}{15} \right]^4$$

Donde

Ls = Carga por eje sencillo, en Ton.

LT = Carga por eje tándem, en Ton.

Finalmente, se suman los valores de la columna (5) y el resultado es el tránsito equivalente en el año inicial.

Multiplicando este tránsito por el factor de conversión (C), se obtiene el tránsito equivalente al final del período de diseño, o sea, el número de ejes equivalentes acumulados.

- f) Para el cálculo de espesores se emplea la gráfica de la fig. II.13, entrando con el número de ejes equivalentes calculado (escala horizontal) hasta cruzar la curva del VRS de proyecto, trazando luego una línea horizontal y leyendo un espesor requerido (escala vertical).

En este método se usa para diseño el VRS al 80 por ciento, que es un valor que se obtiene de la siguiente manera:

Todos los valores obtenidos en las pruebas de resistencia para una capa determinada se ordenan de menor a mayor en una columna, luego en el mismo orden se ve cuántos valores mayores o iguales hay

res son mayores al elegido y el 20% son menores. Calculando un espesor sobre las terracerías y después sobre la sub-rasante, se hace la diferencia entre ellas y el resultado es el espesor requerido de la capa sub-rasante, este espesor se puede reducir por requerimientos de espesores en las capas superiores, pero no será inferior a 30 cm. Se recomienda tomar un VRS máximo para la capa sub-rasante de 20%.

El método recomienda, que siempre haya material de base bajo la carpeta asfáltica y cuando se requiera sub-base, su espesor será de la mitad a dos tercios, del espesor calculado de base más sub-base.

Los espesores que se obtienen en la Fig. II-13, son de materiales hidráulicos o naturales. Cuando se tengan materiales tratados con productos como asfalto, cal o cemento, será necesario multiplicar el espesor propuesto de la capa por los factores de la tabla II.2, para obtener su equivalente en material hidráulico y ver si se cumple con el espesor requerido de material hidráulico.

FACTORES DE EQUIVALENCIA

Concreto asfáltico	2.0
Base tratada con cemento Portland	1.8
Base tratada con cal	1.5
Mezcla asfáltica o carpeta de 2 ó 3 riegos	1.3-1.5
Materiales hidráulicos (Naturales)	
o tratados mecánicamente	1.0
Carpeta de un riego	0.0

Tabla II.2

De acuerdo con el tránsito, el método recomienda los espesores y tipo de carpeta asfáltica de la Tabla II.3

VEHICULOS PESADOS EN AMBOS SENTIDOS	TIPO DE ESPESORES DE CARPETA ASFALTICA
Menos de 500 diarios	Carpeta de un riego
De 500 a 2,000 diarios	Carpeta de un riego o mezcla en el lugar de 4 a 6 cm.
De 2,000 a 3,000 diarios	Carpeta de tres riegos o mezclas en el lugar de 6 a 10 cm.
Más de 3,000 diarios	Carpeta de concreto asfáltico de 15 cm. sobre base hidráulica, o de 8 cm. mínimo sobre base tratada con cemento Portland.

TABLA II.3

En el caso de carpetas de concreto asfáltico se hace la recomendación de que tengan como apoyo bases rigidizadas o espesor mínimo de 15 cm., para evitar agrietamientos en la superficie de la carpeta al tener mejor sucesión de módulos de elasticidad entre la base y la capa asfáltica.

II.1.2.1.- Ejemplo II.2:

Como se vio en el método anterior, primero se valora el tránsito y las características de resistencia de los materiales que van a formar la sección estructural.

El análisis de tránsito es el siguiente:

- a) Se determina el T.P.D.A. en ambos sentidos en el año inicial o base. En este caso es de 9,362.
- b) Se determina el T.P.D.A. en el carril de diseño que para este cálculo es de 50%, entonces queda:
$$9,362 \times 0.5 = 4,681 \text{ vehículos}$$
- c) Fijese el período de diseño (n) y la tasa de crecimiento (r) que son de 10 años y 7.5%, respectivamente.
- d) Con el período de diseño y la tasa de crecimiento anual se calcula el factor de conversión (c), el cual es:

$$C = 365 \frac{(1+0.075)^{10} - 1}{0.075} = 5,163.69$$

que también se puede calcular con la gráfica II.3.

El cálculo de los ejes equivalentes a 8.2 Ton., se hace como se indica a continuación:

- a) Se obtiene la distribución del tránsito, es decir, el porcentaje de cada tipo de vehículos que circula por la carretera en cuestión, que es el siguiente.

$$A_2 = 45\%$$

$$A'_2 = 10\%$$

$$B_2 = 15\%$$

$$C_2 = 14\%$$

$$C_3 = 14\%$$

$$T_2-S_1 = 1\%$$

$$T_2-S_2 = 1\%$$

b) Determinese el número de vehículos de cada tipo que circulen sobre el carril de diseño, multiplicado el tránsito diario por el porcentaje del inciso anterior, para este ejemplo:

$$A_2 = 4,681 \times 0.45 = 2,106 \text{ veh\u00edculos}$$

$$A'_2 = 4,681 \times 0.10 = 468 \text{ veh\u00edculos}$$

$$B_2 = 4,681 \times 0.15 = 702 \text{ veh\u00edculos}$$

$$C_2 = 4,681 \times 0.14 = 655 \text{ veh\u00edculos}$$

$$C_3 = 4,681 \times 0.14 = 655 \text{ veh\u00edculos}$$

$$T_2-S_1 = 4,681 \times 0.01 = 47 \text{ veh\u00edculos}$$

$$T_2-S_2 = 4,681 \times 0.01 = 47 \text{ veh\u00edculos}$$

c) El número de ejes equivalentes de 8.2 Ton. para cada tipo de vehículo, se obtiene multiplicando el número de vehículos de cada tipo por su coeficiente de equivalencia AASHO como sigue:

$$2,106 \times 0.0004 = 0.84$$

$$468 \times 0.048 = 22.46$$

$$702 \times 2.414 = 1,694.63$$

$$655 \times 2.414 = 1,581.17$$

$$655 \times 2.276 = 1,490.78$$

$$47 \times 4.626 = 217.42$$

$$47 \times 4.488 = \underline{210.94}$$

$$5,218.24$$

La suma de los valores equivalentes nos da el total en el año de inicio. Para calcularlos al término del período de diseño, se multiplica este último valor por el factor de corrección (C) y se

obtiene el número de ejes equivalentes de 8.2 Ton al final del periodo considerado, que es:
 $5,218.24 \times 5,163.64 = 269 \times 10^7$ ejes equivalentes.
 Para el cálculo de espesores, se determinan antes los valores de resistencia de proyecto, con los valores de resistencia obtenidos en el campo por medio de un análisis estadístico al 80 percentil tal como se muestra a continuación.

Terreno Natural			
VALORES DE RESISTENCIA	ORDEN DE MENOR A MAYOR	VALORES MAYORES O IGUALES A	PORCENTAJE DE VALORES MAYORES A
4.2	1.9	16	100%
4.7	2.3	15	93.75%
5.1	2.8	14	87.50%
14.1	3.3, 3.3, 3.3	13	81.25%
3.3	3.7	10	62.50%
1.9	4.2	9	56.25%
2.8	4.7	8	50.00%
7.4	5.1, 5.1	7	43.75%
3.3	7.4	5	31.25%
38.0	7.5	4	25.00%
5.1	9.4	3	18.75%
3.7	14.1	2	12.50%
3.3	38.0	1	6.25%
2.3			
7.5			
9.4			

$$\frac{81.25-62.50}{3.7-3.3} = \frac{1.25}{x}$$

$$x = \frac{0.4 \times 125}{18.75} = 0.03$$

$$VRS = 3.3+0.03 = 3.33\%$$

Para la capa subrasante (compactada al 90%) se obtuvo un valor de diseño VRS = 9%

El cálculo de los espesores se realiza basandose en la fig. II.13 con las resistencias y tránsito

equivalente anteriores y es:

C A P A	ESPESOR REQUERIDO SOBRE LA CAPA (cm.)
Sub-rasante	38
Terreno natural	63

De acuerdo con esto, la capa sub-rasante tendrá espesor de $63 - 38 = 25$ cm pero se deja de 30 cm que es el espesor mínimo aceptable.

El pavimento quedará de 5 cm de espesor de carpeta de concreto asfáltico con una base hidráulica de 10 cm y una sub-base de 20 cm de espesor. Finalmente se tiene:

C A P A	ESPESOR NETO	ESPESOR DE MATERIAL HIDRAULICO (cm)
Carpeta	5	10
Base	10	10
Sub-base	20	20
Subrasante	30	<u>30</u>
		70

Misma que cumple con las requisiciones de cada capa

El resumen del procedimiento se muestra en la fig. II.14.

Para comparar los espesores entre un método y otros, se elabora una tabla como la siguiente:

METODO ESTRUCTURA	INSTITIUTO DE INGENIERIA	TECNOLOGIA PORTER MODIFICADA
Carpeta	7	5
Base	14	10
Sub-base	18	20
Subrasante	20	30

CALCULO DE ESPESORES PARA PAVIMENTO FLEXIBLE:

PORTER MODIFICADA

PARRETERA (OBRA): _____ FECHA _____

RAMO: _____

SECTORMIENTO: _____

DATOS DE PROYECTO:

- Tránsito Diario promedio anual en ambos sentidos	9,362
- Tránsito Diario en el carril de diseño (%)	4,681
- Período de Diseño (años) (n)	10
- Tasa de crecimiento anual (r)	7.5%
- Factor de conversión (c)	5,163.64

CALCULO DE TRANSITO EQUIVALENTE

TIPO DE VEHICULO.	DISTRIBUCION DEL TRANSITO EN %	DISTRIBUCION DEL TRANSITO (VEHICULOS)	COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA	EJES SENCILLO EQUIVALENTES DE 8.2 TON.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
A 2	45	2,016	0.0004	0.84
A'2	10	468	0.048	22.46
B 2	15	702	2.414	1,694.63
C 2	14	655	2.414	1,581.17
C 3	14	655	2.276	1,490.78
T2-S1	1	47	4.626	217.42
T2-S2	1	47	4.488	210.94
Tránsito acumulado al final de la vida útil				5,218.24
Factor de conversión x suma				2.69x10 ⁷

CALCULO DE ESPESORES

- VRS de diseño de las terracerías		3.3%
- Índice de espesor (cm)		63.00
- VRS de diseño de la capa subrasante		9.0%
- Índice de espesor (cm)		38.00
- Estructuración del pavimento es equivalente:	CARPETA DE BASE (BH)	10.00 cm
	SUB-BASE (SB)	10.00 cm
	SUBRASANTE (SR)	20.00 cm
		30.00 cm
- Estructuración del pavimento en espesores reales:	CARPETA DE BASE (BH)	5.00 cm
	SUB-BASE (SB)	10.00 cm
	SUBRASANTE (SR)	20.00 cm
		30.00 cm

SUMA : 65.00 cm

REMARKS:

$$C = 365 \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Fig. II.14.

II.2.- Métodos de Diseño de Pavimentos Rígidos.

Esta parte comprende el diseño de espesores de la losa de concreto así como de la sub-base con los métodos más conocidos los cuales tienen un campo de aplicación de acuerdo al tipo e importancia del proyecto.

II.2.1.- Dimensiones de la Sub-base.

Existen dos tipos de sub-base, cuya diferencia se finca en los materiales.

- a) Sub-base granular: Es aquella compuesta de materiales bien graduados que cumplen con las especificaciones del Capítulo I y que durante su construcción se estabilizan con agua para obtener la máxima compacidad (sub-base hidráulica).
- b) Sub-base tratada con cemento.- Compuesta de materiales (suelos gravosos con cantidades apreciables de finos) que no satisfacen las especificaciones anteriores, pero que tratados con cemento y por medio de una compactación óptima, se obtiene un material sólido resistente y con una capacidad muy grande para soportar las cargas impuestas por el tránsito.

El camino de prueba AASHO ha demostrado que no siempre se justifica el empleo de la sub-base granular y que la sub-base tratada con cemento, proporciona un comportamiento superior al pavimento, con la ventaja de poder reducir notablemente el espesor de la losa de concreto debido a los valores relativos de soporte tan grandes que se obtienen con la estabilización del cemento.

El espesor de la sub-base de pavimentos rígidos no es objeto de cálculo por regla general, las dimensiones de la misma quedan en el terreno de la recomendación tal como se presenta en la Tabla II.4.

SUB-BASE	PROYECTO	ESPESOR, cm
Granular	carretera	10-15
	aeropista	15-30
Tratada con cemento	carretera	10-15
	aeropista	15-20

Tabla II.4 Espesores recomendados para sub-bases

II.2.2.- Método de Fatiga de la PCA.

Uno de los criterios más modernos para el diseño de espesores de la losa de concreto es el desarrollado recientemente por la PCA (Portland Cement Association). Hasta antes de este método los espesores se habían diseñado en base a una resistencia de trabajo, determinada por un factor de seguridad que garantiza un comportamiento libre de fatiga. Para hacer esto posible, se requiere que dicho factor no sea menor de 2, llevando obviamente a un sobrediseño en los espesores de los pavimentos. Con el objeto de racionalizar estos criterios, la PCA realizó un estudio de fatiga en los pavimentos de concreto, dando lugar al criterio que posteriormente se describe.

II.2.2.1.- Alcances del Método.- Este método se aplica directamente a los proyectos de carreteras, calles y áreas de estacionamiento, con un ancho de carril igual a 3.7 m (12 pies) y para pavimentos de concreto simple con refuerzo en las juntas.

II.2.2.2.- Bases para el Diseño: En este método, para poder entrar al diseño, requiere la obtención de los siguientes datos:

a) Módulo de reacción de la subrasante (k):

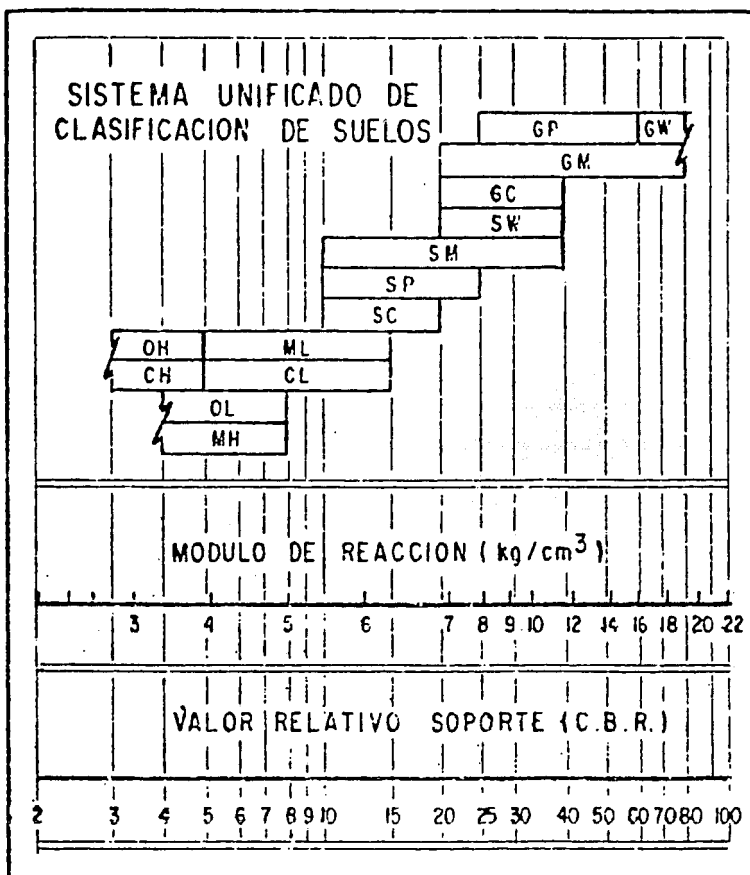


Fig. II.15

RELACIONES APROXIMADAS ENTRE EL TIPO DE SUELO (CLASIFICADO DE ACUERDO CON EL SISTEMA UNIFICADO) EL VALOR RELATIVO DE SOPORTE Y EL MODULO DE REACCION

Es la propiedad de apoyo que ofrece la subrasante al tránsito y se define como la pendiente de la gráfica carga-deformación obtenida en el campo por el ensaye de placa (de un diámetro aproximado de 75 cm). Las unidades de este módulo son kg/cm^3 (lb/pulg^3). Generalmente, obtener este dato en el campo es difícil o imposible; primero porque no se cuenta con el equipo necesario y segundo porque la subrasante no se ha construido todavía. Por estas razones, es práctico estimar un valor del módulo en función al tipo de suelo según el SUCS (fig. II.15) o al VRS del suelo si es posible obtenerlo en el laboratorio (fig. II.16). En ambas formas, se obtienen valores muy estimativos, siendo más aproximado el último. La ventaja de emplear estos valores del módulo "k", es la rapidez del dise-

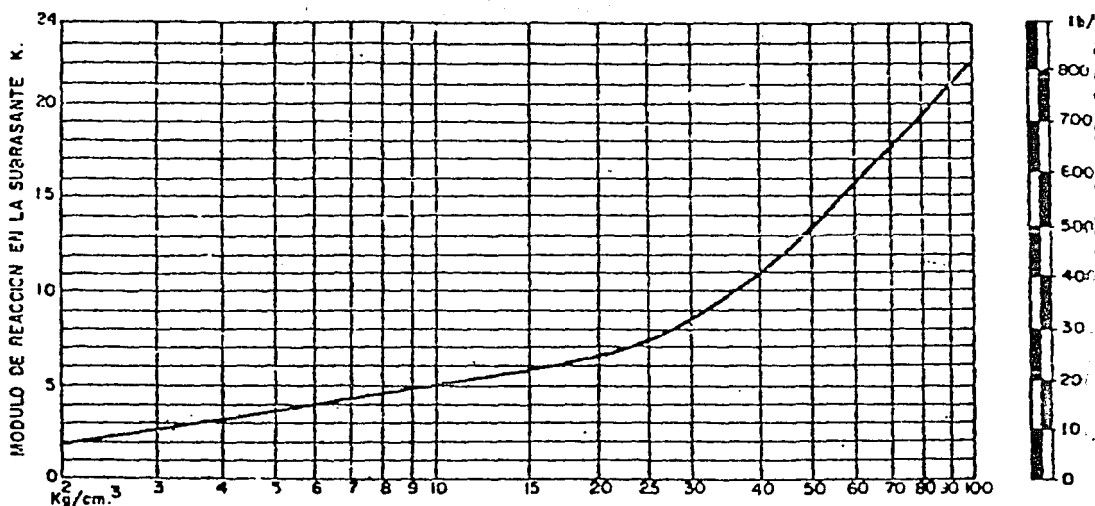


Fig. II.16-RELACION APROXIMADA ENTRE EL CBR. DE UN SUELO Y SU MODULO DE REACCION.

ño de un anteproyecto, con el cual, se tendrá una idea muy aproximada de los costos. Posteriormente con datos reales de campo se obtendrán los valores de "k" que regirán en el proyecto.

El valor anterior se corrige por el efecto que la sub-base, proporciona al apoyo de la losa, de concreto. La tabla II.5 proporciona el valor combinado " k_c " dado el espesor de la sub-base granular y el valor de "k" de la subrasante.

En la tabla II.6 se presentan los valores de " k_c " para diferentes espesores de una sub-base tratada con cemento cuando el valor k de la subrasante es de 2.7 kg/cm^3 .

Estos valores de " k_c " son los que intervienen en el diseño de espesores.

k subrasante kg/cm^3	Espesor sub-base, cm			
	10.0	15.0	22.5	30.0
1.4	1.8	2.1	2.3	3.0
2.7	3.6	3.8	4.4	5.2
5.5	6.0	6.3	7.4	8.8
8.2	8.8	9.1	10.1	11.8

Tabla II.5.- Valor combinado " k_c " para una sub-base granular kg/cm^3 .

Espesor, cm	k_c , kg/cm^3
10.0	8.2
12.5	12.3
15.0	15.1
17.5	16.4

Tabla II.6.- Valor combinado " k_c " para una sub-

base tratada con cemento, kg/cm^3 .

- b) Factores de seguridad por carga. Anteriormente se sugirió un incremento en las cargas por impacto (10 a 20%). Las investigaciones actuales muestran que los vehículos en movimiento causan esfuerzos menores en el pavimento que cuando estos están parados. Por lo tanto, es más conveniente clasificar a los factores de impacto como factores de carga y éstos, en función a las características del proyecto. La Tabla II.7 presenta los diferentes factores de seguridad por carga recomendados.

Tipo de proyecto	F.S.C.
Carreteras de primer orden y otros proyectos de varios carriles con flujo ininterrumpido de tránsito y volúmenes altos de camiones.	1.2
Para carreteras y avenidas donde existe un volumen moderado de camiones.	1.1
Para carreteras, calles residenciales y otros que soportan pequeños volúmenes de camiones.	1.0

Tabla II.7.- Factores de seguridad por carga recomendados.

- c) Esfuerzos causados por las cargas del tránsito: En los carriles de un ancho de 3.7 m son tres las posiciones de las cargas de tránsito que pueden presentar esfuerzos críticos en el pavimento por el concepto de fatiga, (Fig. II.17). Caso I .- Las cargas se centran en el carril, donde existe mayor frecuencia de re

peticiones y están próximas a una junta transversal.

Caso II .- Las cargas se acercan a la orilla del pavimento, en donde no existe transmisión de cargas u otra losa, pero la frecuencia de repeticiones es casi nula.

Caso III.- Una combinación de los casos anteriores. La carga está próxima a la orilla a una distancia tal que puede someter a esfuerzos críticos al pavimento, con una cierta frecuencia de repeticiones.

Las conclusiones del estudio teórico, basado en las cartas de influencia de Pickett y Ray y en los resultados de investigación de la fatiga, dieron como posición crítica el Caso I donde el número de repeticiones de carga y el nivel de esfuerzos del pavimento llevan a la losa a una falla por fatiga más rápida que en los casos restantes.

Los esfuerzos f_t obtenidos en el Caso I para diferentes intensidades de carga, con diferentes módulos de reacción y espesores del pavimento se muestran en las gráficas de las Figs. II.18 y II.19, aplicadas para ejes sencillos y ejes tandem respectivamente.

d) Relación de Esfuerzos: En la investigación de fatiga que realizó la PCA, el comportamiento del pavimento se obtuvo relacionando el número de repeticiones de una carga determinada para hacer fallar a la losa, con el nivel de esfuerzos a la que dicha carga sometía a la losa. Este nivel se obtuvo por medio de la relación de

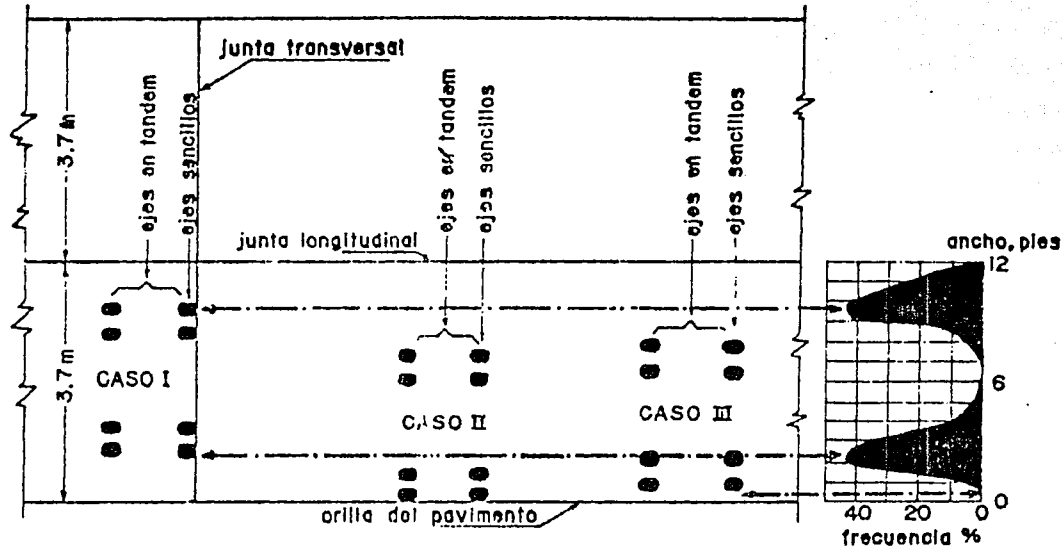


Fig. II.17-Posiciones de carga y distribución del tránsito.

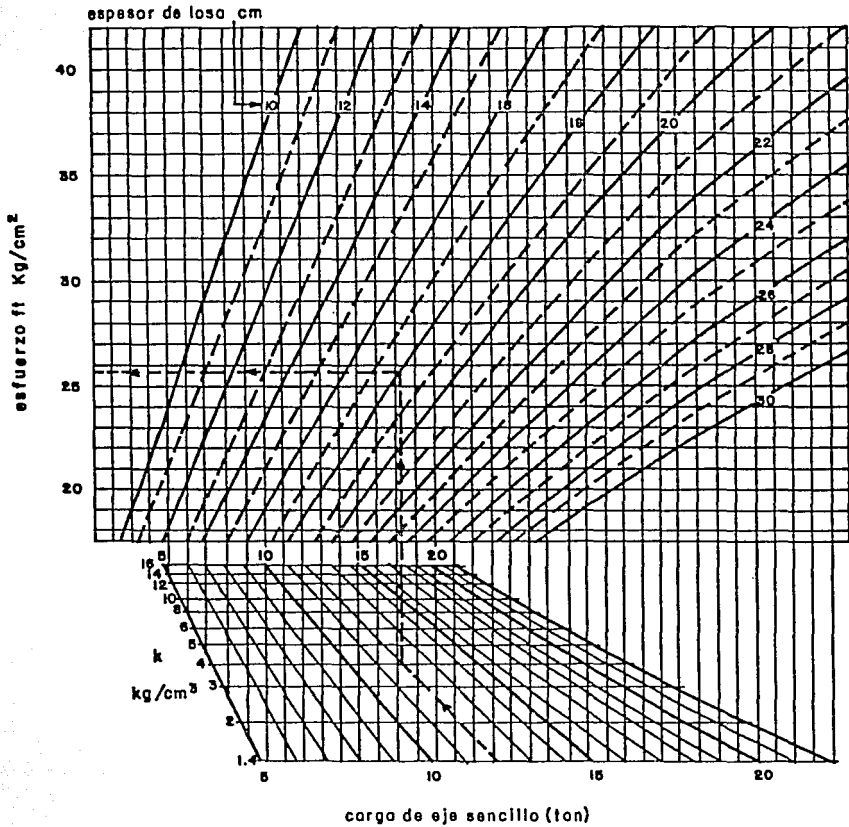


Fig. 11.18 - Nomogramas para encontrar los esfuerzos que se causan a una losa de concreto hidráulico por ejes sencillos, en función de la carga aumentada por impacto, el módulo de reacción corregido y el espesor supuesto de losa (P.C.A.).

esfuerzos:
$$\frac{f_t}{MR}$$

f_t = Esfuerzo máximo en la losa debido a una carga determinada, kg/cm^2 .

MR = Módulo de rotura de diseño del concreto, kg/cm^2 .

Cuando esta relación se aproxima a uno, se re-

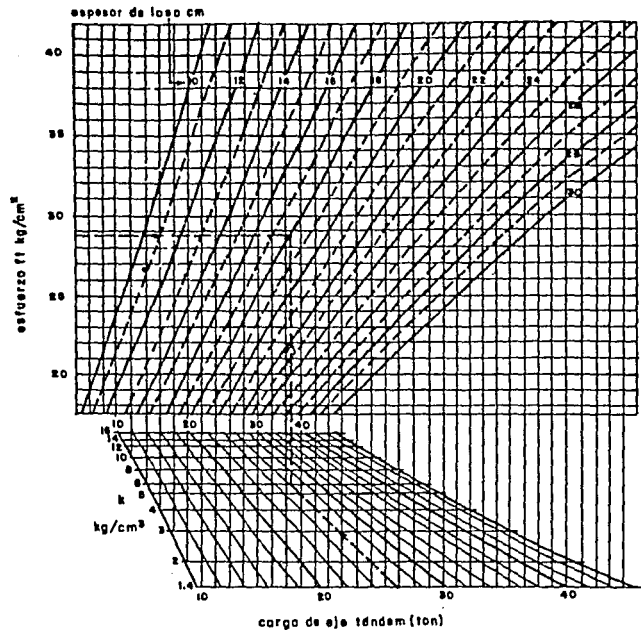


Fig. II.19. Nomogramas para encontrar los esfuerzos que se causan a una losa de concreto hidráulica por ejes tándem, en función de la carga aumentada por impacto, el módulo de reacción corregido y el espesor supuesto de la losa (P.C.A.).

quieren menores repeticiones de la carga correspondiente y cuando es menor o igual a 0.5, se acepta un número infinito de repeticiones, es decir la fatiga no influye en el diseño. La Tabla II.8, presenta el número de repeticiones admisibles para diferentes relaciones de esfuerzos.

- e) Características del tránsito: Para aplicar el criterio de fatiga, es necesario conocer adecuadamente el tránsito que pasará por el proyecto correspondiente. Se debe clasificar el tránsito mediante aforos que den los diferentes tipos de

vehículos, el número de ejes sencillos y el de ejes tandem, las intensidades de carga de los ejes y el volumen total de tránsito pesado que se presentará durante la vida útil del pavimento. De esta manera, se obtendrán los esfuerzos a los que cada carga de eje somete a la losa, la relación de esfuerzos y por consiguiente el número de repeticiones admisibles por cada uno de esos ejes. El número probable de ejes que se presentan según una proyección estadística, se compara con el número admisible, para obtener la contribución de fatiga de cada eje.

Las características de tránsito necesarias para el diseño del pavimento son:

Relación de Esfuerzos	Repeticiones admisibles	Relación de Esfuerzos	Repeticiones admisibles
0.50	Infinito	0.68	3,500
0.51	400,000	0.69	2,500
0.52	300,000	0.70	2,000
0.53	240,000	0.71	1,500
0.54	180,000	0.72	1,100
0.55	130,000	0.73	850
0.56	100,000	0.74	650
0.57	75,000	0.75	490
0.58	57,000	0.76	360
0.59	42,000	0.77	270
0.60	32,000	0.78	210
0.61	24,000	0.79	160
0.62	18,000	0.80	120
0.63	14,000	0.81	90
0.64	11,000	0.82	70
0.65	8,000	0.83	50
0.66	6,000	0.84	40
0.67	4,500	0.85	30

Tabla II.8.- Número de repeticiones admisibles para diferentes relaciones de esfuerzos.

Período de diseño: Es el tiempo en años, que se

considera adecuado para que el diseño garantice la amortización del pavimento. En E.U.A., se toman periodos de 20 y 40 años. Este último se ha justificado por el hecho de que muchos de los pavimentos rígidos que se han construido en ese país, sobrepasan notablemente los 40 años de edad.

Volumen actual del tránsito: Mediante aforos de 24 horas durante los días de lunes a viernes, en los que se realiza un conteo de vehículos en ambos sentidos y se obtiene el porcentaje de camiones pesados (todos aquellos diferentes de las camionetas, panels, pickups o vehículos similares) se determina el volumen actual del tránsito.

$$TMD = r\overline{TD}$$

\overline{TD} = Número promedio de vehículos que pasan diariamente, en ambos sentidos por el proyecto.

TMD = Tránsito medio diario actual que representa el volumen actual del tránsito y es igual al número de vehículos en ambos sentidos por día.

r = Factor de reducción o ajuste estadístico del promedio de observaciones diarias (\overline{TD}), cuyo valor varia entre 0.78 y 0.96. El valor que se escoja dependerá de la confiabilidad de los resultados del aforo.

Factor de proyección: El volumen actual del tránsito, obviamente se verá incrementado en el futuro por una serie de circunstancias que no se van a discutir aquí.

En consecuencia, el volumen de diseño deberá ser mayor que el actual. El factor de proyec--

ción del tránsito, es aquel valor que toma en cuenta todos estos aspectos y que en la Tabla II.9 se presentan de acuerdo al período de diseño y al incremento anual del tránsito, en por ciento.

Volumen de diseño del tránsito: El volumen de diseño del tránsito, es igual al número total de camiones pesados que pasan en un sólo sentido por el carril más crítico durante el período de diseño.

$$V_t = \frac{TMD \times FP}{2} \times \frac{TCP}{100} \times \frac{CCD}{100} \times 365 \times n$$

TMD = Tránsito medio diario actual en ambos sentidos.

FP = Factor de proyección.

TCP = Tránsito de camiones pesados, se expresa como un porcentaje de TMD, %.

CCD = Corrección carril derecho, %. Este valor se obtiene entrando a la gráfica de la Fig. II.20, con cientos de vehículos por hora en una sola dirección (VPH), que es igual a:

$$VPH = \frac{TMD \times FP}{2 \times 24 \times 100}$$

n = Período de diseño, años.

V_t = Número total de camiones pesados en un sólo sentido (aproximadamente al dividir entre 2) durante el período de diseño sobre el carril de la derecha, cuando son dos carriles por sentido. Cuando es un sólo carril por sentido el término $\frac{CCD}{100}$ de la

100

ecuación es igual a 1.

Incremento anual del tránsito en %	Factor de proyección para 20 años *	Factor de proyección promedio para 40 años
1.0	1.2	1.2
1.5	1.3	1.3
2.0	1.5	1.5
2.5	1.6	1.7
3.0	1.8	1.9
3.5	2.0	2.2
4.0	2.2	2.5
4.5	2.4	2.8
5.0	2.7	3.2
5.5	2.9	3.6
6.0	3.2	4.1

Tabla II.9.- Factores de proyección (FP)

* Basado en el interés compuesto $FP=(1+t)^n$, en donde t=incremento anual, en fracción y n=número de años.

Distribución carga-eje: Hasta el punto anterior, sólo se conoce el número total de camiones pesados, pero no su forma de distribuir cargas, ni los diferentes tipos de ejes que componen esta distribución. Es muy importante conocer las cargas de cada eje (sencillo y/o tandem) para poder estudiar durante el período de diseño, el número de ejes esperado para cada intensidad de carga, y así conocer la fatiga con que cada eje participará en la falla planeada.

II.2.2.3.- Ejemplo II.3:

La ilustración de un caso de diseño aclarará las dudas sobre el procedimiento del método de fatiga.

a) Datos del proyecto y su tránsito:

Se va a construir una carretera de 4 carriles de 3.7 m, cuya longitud son 7 km., la zona es sensiblemente plana. Para un período de diseño de 20 años. El TMD actual es de 6,151 vehículos

en ambos sentidos por día para proyectarse con un Incremento anual del tránsito $r = 40\%$. La distribución carga eje obtenida se muestra en la Tabla II.10

Intervalo de carga en Ton.	Número de ejes probables por cada 100 vehículos
Ejes sencillos	
3.6 - 4.5	178.6
4.5 - 5.4	158.0
5.4 - 6.3	0.0
6.3 - 7.2	0.0
7.2 - 8.1	0.0
8.1 - 9.0	67.7
Ejes Tandem	
11.8 - 12.7	0.0
12.7 - 13.6	0.0
13.6 - 14.5	39.5
14.5 - 15.4	67.0

Tabla II.10 Distribución carga-eje para el ejemplo de diseño.

En la Tabla II.11 se presenta la composición del tránsito medio diario actual en ambos sentidos obtenida en los aforos.

b) Datos del apoyo y del concreto.

El material con el que se construirá la subrasante es heterogeneo y los resultados de los ensayos de laboratorio VRS_{100} son:

12	15	30	17	19	25
12	15	21	21	23	13
9	13	17	16	14	24
18	18	20	18	19	16
22	21	23	23	17	23

Tipo de vehículo	TMD	Tipo de eje	Número de eje	Peso por eje Ton.	No. vehículos pesados
A 2	2009	S	2009	1.0	
		S	2009	1.0	
A' 2	2198	S	2198	1.7	
		S	2198	3.8	
B 3	486	S	486	5.0	486
		T	486	14.0	
C 2	705	S	705	5.0	705
		S	705	9.0	
C 3	553	S	553	5.0	553
		T	553	15.0	
T2-S2	128	S	128	5.0	
		S	128	9.0	
		T	128	15.0	
T3-S2	72	S	72	5.0	128
		T	72	15.0	
		T	72	15.0	
Total	6151				1,944

Tabla II.11.- Composición de tránsito.

El TCP (tránsito de camiones pesados en %) es

$$\text{igual a: } \frac{1944}{6151} \cdot (100) = 31.60\% = \text{TCP}$$

Análisis Estadístico.

Cálculo del intervalo.

$$C = \frac{n_{\max} - n_{\min}}{10}; \quad \begin{matrix} n_{\min} = 12 \\ n_{\max} = 25 \end{matrix} \quad C = \frac{25-12}{10} = 1.3 \therefore C=1$$

$$x = b + ay$$

$$a = 5 \quad y \quad b=18 \therefore y = \frac{x - 18}{5}$$

$$x = 18 + 5y$$

Intervalo	\bar{x}	f	y	fy	y ²	fy ²
11.51 - 12.50	12.0	2	-1.2	-2.4	1.44	2.88
12.51 - 13.50	13.0	2	-1.0	-2.0	1.00	2.00
13.51 - 14.50	14.0	1	-0.8	-0.8	0.64	0.64
14.51 - 15.50	15.0	2	-0.6	-1.2	0.36	0.72
15.51 - 16.50	16.0	2	-0.4	-0.8	0.16	0.32
16.51 - 17.50	17.0	3	-0.2	-0.6	0.04	0.12
17.51 - 18.50	18.0	3	0.0	0.0	0.00	0.00
18.51 - 19.50	19.0	2	0.2	0.4	0.04	0.08
19.51 - 20.50	20.0	1	0.4	0.4	0.16	0.16
20.51 - 21.50	21.0	3	0.6	1.8	0.36	1.08
21.51 - 22.50	22.0	1	0.8	0.8	0.64	0.64
22.51 - 23.50	23.0	4	1.0	4.0	1.00	4.00
23.51 - 24.50	24.0	1	1.2	1.2	1.44	1.44
24.51 - 25.50	25.0	1	1.4	1.4	1.96	1.96
Sumas:		28		2.2		16.04

Tabla II.12

Fórmulas

Operaciones

$$\bar{y} = \frac{\sum fy}{n}$$

$$\bar{y} = \frac{2.2}{28} = 0.078$$

$$\bar{x} = 18 + 5\bar{y}$$

$$\bar{x} = 18 + 5(0.078) = 18.39$$

$$\delta y = C \sqrt{\frac{1}{h-1} \left[\sum fy^2 - \frac{(\sum fy)^2}{n} \right]} \quad \delta y = 1.0 \sqrt{\frac{1}{27} \left[16.04 - \frac{(2.2)^2}{28} \right]} = 0.766$$

$$\delta x = a \delta y$$

$$\delta x = 5 \times 0.766 = 3.208$$

$$Cv = \frac{\delta x}{\bar{x}}$$

$$Cv = \frac{3.83}{18.39} = 0.208$$

$$d = 10\% n$$

$$d = 0.1 \times 28 = 2.8$$

$$e = d - f_1$$

$$e = 2.8 - 2 = 0.8$$

g = límite superior del 1er. intervalo

$$\overline{VRS}_{90} = g + \frac{e}{f_1} \times C$$

$$\overline{VRS}_{90} = 12.5 + \frac{0.8}{2} \times 1.0 = 12.9\%$$

$$\overline{VRS}_D = 12.9\%$$

La losa se apoyará sobre una sub-base granular de 10.00 cm de espesor. El concreto deberá pre

sentar un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días de edad.

c) Cálculo del tránsito:

Con el incremento anual del tránsito de 4% y el periodo de diseño de 20 años de la tabla II.9 se tiene un factor de proyección (FP) de 2.2. Entonces:

$$VPH = \frac{TMD \times FP}{2 \times 24 \times 100} = \frac{6151(2.2)}{2 \times 24 \times 100} = 2.82$$

Con este valor se entra en la figura II.20 y se obtiene una corrección de carril derecho (CCD) de 94%.

$$V_t = \frac{TMD \times FP}{2} \times \frac{TCP}{100} \times \frac{CCD}{100} \times 365 \times n = \frac{6151(2.2)}{2} \times \frac{31.60}{100} \times \frac{94}{100} \times 365 \times 20$$

$$V_t = 14'671,557 \text{ vehículos (Volumen de diseño)}$$

La distribución carga-eje total durante el periodo de diseño, se presenta en la tabla II.13, en base a los datos de la tabla II.10 y al volumen anterior.

Intervalo de carga Ton	Número de ejes probables por cada 1,000 vehículos en un sólo sentido	Número de ejes probables para el diseño *
Ejes Sencillos		
3.6 - 4.5	178.6	2'620,340
4.5 - 5.4	158.0	2'318,106
5.4 - 6.3	0.0	0
6.3 - 7.2	0.0	0
7.2 - 8.1	0.0	0
8.1 - 9.0	67.7	993,264
Ejes Tandem		
11.8 - 12.7	0.0	0
12.7 - 13.6	0.0	0
13.6 - 14.5	39.5	579,527
14.5 - 15.4	67.0	982,994

Tabla II.13.- Distribución carga-eje total.

* Es el producto de la segunda columna por

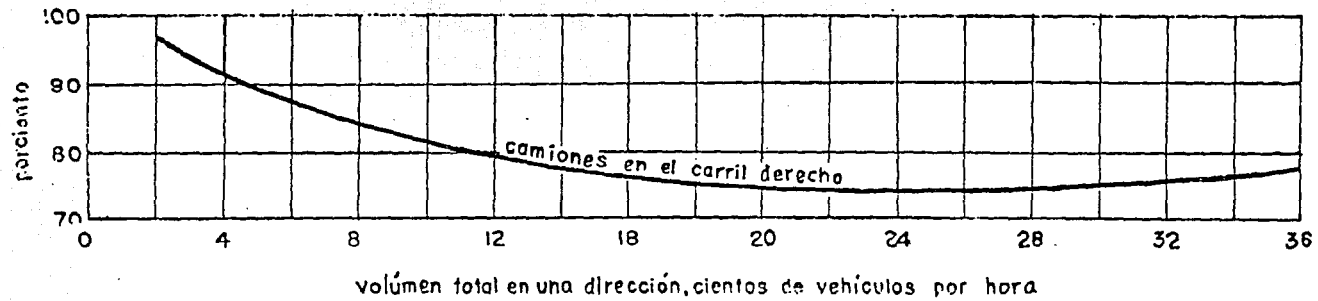


Fig. II. 20. Porcentajes de camiones en el carril derecho para carreteras de cuatro carriles.

14'671,557 de vehículos y todo entre 1,000.

d) Cálculo de " k_c " y "MR":

Con el VRS de 12.9% obtenido del análisis estadístico se entra al nomograma de la Fig. II.16 y obtenemos el módulo de reacción de la subrasante $k = 5.8 \text{ kg/cm}^3$.

El valor combinado del módulo de reacción de la subrasante se basa en la tabla II.5 para un $k = 5.8 \text{ kg/cm}^3$ y una sub-base granular de 10.00 cm: $k_c = 6.0 \text{ kg/cm}^3$.

El módulo de ruptura del concreto es igual al 12% de la resistencia a la compresión simple a los 28 días de edad:

$$MR = 0.12 \times 350 \text{ kg/cm}^2 = 42 \text{ kg/cm}^2.$$

e) Cálculo del espesor por tanteos:

En este método es necesario proceder por tanteos. La primera tentativa de espesor será =15 cm. La tabla II.14 muestra todo el procedimiento.

Los datos generales de diseño se colocan tal como se presenta en la parte superior de la tabla y se procede a llenar las columnas como sigue:

Columna 1.- Se colocan los valores máximos de los intervalos de carga de la tabla II.13 (primer columna)

Columna 2.- Se incrementan los valores anteriores por el Factor de Seguridad por Carga FSC = 1.2 para este caso y en base a la tabla II.7.

Columna 3.- Según los valores de carga de la columna 2 y los datos de $k_c = 6.00 \text{ kg/cm}^3$ y el espesor $h = 15 \text{ cm}$, se entra a las gráficas de diseño de

las Figs. II.18 y II.19 (ejes sencillos y en tandem) según sea el caso y se obtiene el f_t correspondiente en kg/cm^2 .

Columna 4.- Es la relación de esfuerzos correspondiente f_t/MR .

Columna 5.- De acuerdo a los valores anteriores y entrando a la tabla II.8, se obtienen los números de repeticiones admisibles.

Columna 6.- Se colocan los valores correspondientes de la última columna de la tabla II.13.

Columna 7.- El resultado de la operación: $\frac{\text{columna 6}}{\text{columna 5}} \times 100$ que representa la fatiga individual (F_i) con que contribuye cada nivel de cargas (en porciento).

La suma de todos los valores de la columna 7, darán la fatiga total (F_t) y ésta deberá cumplir con:

$$F_t = \sum F_i \leq 125\%.$$

Si el tanteo no cumple la relación anterior deberá incrementarse el espesor para un nuevo tanteo; si F_t es muy pequeña en relación al 125% se disminuye el espesor para otro tanteo.

El diseño estará satisfecho cuando el espesor en valor práctico (número entero para facilitar el control de la construcción) cumpla con $F_t \leq 125\%$ y F_t esté lo más próxima a 125%.

En la tabla II.14 se observa que no se cumple con $F_t \leq 125\%$. Un nuevo tanteo se hace con 20 cm y en la tabla II.15 se encuentra que si se

Cálculo del espesor de pavimentos de concreto

Obra: Diseño No. 3 Tramo: _____
 k. de la subrasante: 5.8 kg/cm²(pci), sub-base 10 cm granular
 k. combinado: 6.0 kg/cm²(pci), Factor de seguridad por carga: (FSC) 1.2
 Espesor de losa propuesta: 15.00 cm Módulo de ruptura propuesto (MR): 42.00 kg/cm²

Procedimiento:

1. Llene las columnas 1, 2 y 6, poniendo las cargas en orden decreciente.
2. Analice el espesor de losa propuesta, completando las columnas 3, 4, 5 y 7.
3. Analice otros espesores de losa, variando el M.R., espesor y/o tipo de sub-base.

1	2	3	4	5	6	7
Cargas por eje (Kips) Ton	Cargas por eje X FSC (Kips) Ton	Esfuerzos (pci) kg/cm ²	Relaciones de esfuerzos	Repeticiones permisibles No.	Repeticiones esperadas No.	Resistencia a la fatiga consumida %

Ejes sencillos

4.5	5.4	-	-	-	2'620,340	0
5.4	6.48	-	-	-	2'318,106	0
6.3	7.56	-	-	-	-	-
7.2	8.64	-	-	-	-	-
8.1	9.72	-	-	-	-	-
9.0	10.80	20.50	0.46	ilimitada	993,264	0

Ejes en tándem

12.70	15.24	-	-	-	-	-
13.60	16.32	-	-	-	-	-
14.50	17.40	19.20	0.44	ilimitada	579,527	0
15.40	18.48	20.50	0.51	400,000	982,994	245.7

Interpretación del resultado

Total

245.70

Tabla II.16.- Tercer tanteo

cumple la relación anterior. Se puede considerar 20 cm como el adecuado o se puede hacer un nuevo tanteo con 18 cm.

Nota: Se recomienda que en las tablas II.14, II.15 y II.16 se proceda por renglón. En el momento en que la relación de esfuerzos sea inferior o igual a 0.5, el valor de la columna 5 será infinito y por consiguiente $F_i = 0$. A partir de este renglón todos los F_i serán igual a cero. Cuando el espesor es muy deficiente como en el caso de la tabla 4.14, se pueden ir acumulando los valores de f_i y si en algún renglón antes de terminar con los datos de tránsito, este valor es mayor que 125%, no tiene objeto continuar con las operaciones.

En el primer y tercer tanteo tablas II.14 y II.16 el consumo de la fatiga total sobrepasa el 125% que es el máximo admisible. En el segundo tanteo tabla II.15 el consumo de fatiga total es 0%; teniendo el 125% de reserva de resistencia para un espesor de losa de 20 cm, con una resistencia a compresión simple del concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$; se considera este diseño el más adecuado.

II.2.3.- Método de Diseño de Pavimentos de Concreto en Ciudades.

Las normas establecidas por una comunidad para diseñar y construir sus calles, deben asegurar que los pavimentos tengan un largo periodo de vida útil, con poco mantenimiento. El exceso de mantenimiento que requieren los pavimentos inadecuados (tales como bacheo y aplicación periódica de capas de sello), constituye una fuga innecesaria del dinero de los impuestos.

Si la inversión se hace construyendo pavimentos adecuados de concreto hidráulico en los que se tienen periodos de vida útil mayores de 50 años, y gastos reducidos de mantenimiento se pueden tener ahorros de dinero que se utilicen en mejoras permanentes del capital.

Los pavimentos de concreto se diseñan considerando tanto el factor económico como un largo periodo de vida útil.

II.2.3.1.- Clasificación de Calles y Tránsito.

Los estudios exhaustivos sobre tránsito que se han dentro de los límites de la ciudad, pueden proporcionar información necesaria para el diseño de pavimentos municipales. Una forma práctica de abordar el problema consiste en establecer un sistema de clasificación de calles. Las calles de características similares tienen especialmente la misma densidad de tránsito y la misma intensidad de carga por eje. En este método se utilizan las siguientes clasificaciones de calles:

Calles Residenciales Ligeras.

Estas calles no son de gran longitud y sus ramales pueden ser cerradas o retornos. Las calles residenciales ligeras dan servicio a un tránsito generado por unas cuantas casas o lotes (20 ó 30). Los volúmenes de tránsito son bajos, menos de 200 vehículos por día (vpd) de 1% a 2% de tránsito comercial pesado (camiones de dos ejes y seis ruedas o mayores). Los camiones que utilicen estas avenidas deberán tener una carga máxima sobre eje tandem de 16.3 Ton. y 9 Ton. máximas sobre eje sencillo.

Calles Residenciales.

Estas calles tienen en sus ramales el mismo tipo de tránsito que las avenidas residenciales ligeras, pero dan servicio a más casas (60 a 140), incluyendo a aquellas que se encuentran en calles cerradas. En ciudades con un patrón de urbanización del tipo de rejilla, el tránsito consiste generalmente de vehículos que sirven a los hogares, y ocasionalmente algún camión pesado. Los volúmenes de tránsito varían de 300 a 700 vpd, con un 1% a 2% de tránsito comercial pesado por día (vcppd).

Calles Colectoras Residenciales.

Los colectores residenciales reciben todo el tránsito de las calles residenciales de un área y lo distribuyen a los sistemas de calles mayores. Pueden ser de gran longitud y dar servicio a 140 y 300 hogares o más y tener volúmenes de 700 y 1500 vpd, con 1% a 2% de tránsito comercial pesado.

Calles Colectoras.

Las calles colectoras son las que sirven a varios ramales y pueden tener varios kilómetros de longitud. Pueden servir a rutas de autobuses y a maniobras de camiones en una determinada área, aunque no lo hagan a través de rutas. Los volúmenes de tránsito varían de 2000 a 6000 vpd, con 3% a 5% de tránsito comercial pesado. Los camiones que utilicen estas avenidas deberán tener una carga máxima sobre eje tándem de 17.2 Ton. y de 10.8 Ton. máxima sobre eje sencillo.

Arterias.

Las arterias llevan tránsito desde y hacia vías rápidas y sirven a movimientos mayores de tránsito en áreas metropolitanas que no cuentan con servicio de vías rápidas. Las rutas de autobuses y

camiones, así como las rutas federales y estatales numeradas, van comunmente sobre arterias. Para propósitos de diseño, las arterias están divididas en arterias menores, arterias y arterias mayores, dependiendo del tipo y capacidad del tránsito. Es posible que una arteria menor tenga menos carriles y lleve menos volumen total de tránsito, y sin embargo el porcentaje de camiones pesados que la transiten puede sea mayor que el de una arteria de seis carriles.

Vías Rápidas:

Las vías rápidas se diseñan para mover grandes volúmenes de tránsito a velocidades relativamente altas, para las que se justifican diseños extensos y meticulosos que no se incluyen en este método.

Calles Comerciales:

Estas calles constituyen una categoría especial. Proporcionan acceso a tiendas, y al mismo tiempo sirven al tránsito en los distritos céntricos de negocios. Estas calles se congestionan frecuentemente. Las velocidades de tránsito son bajas. Sin embargo sus volúmenes de tránsito son relativamente altos con un porcentaje bajo de paso de camiones.

Calles Industriales:

Las calles industriales dan acceso a las áreas o parques industriales. El volumen total de tránsito puede estar en los rangos más bajos, pero el porcentaje de camiones con ejes pesados es relativamente grande.

Las clasificaciones de calles que aquí se describen no tienen forzosamente que corresponder a las clasificaciones empleadas en cualquier área metropolitana. Sólo se dan a conocer para indicar en

forma general los volúmenes y pesos por eje de los vehículos que utilizan las avenidas. Estas clasificaciones se resumen en la tabla II.17. Los valores son razonables pero deberán compararse y afinarse con el conocimiento de los patrones locales de tránsito.

II.2.3.2.- Diseño del Espesor:

Para elaborar un diseño completo es necesario conocer las cargas por eje de vehículos pesados que se esperan durante el periodo de vida del diseño, así como la resistencia a la tensión por flexión del concreto hidráulico y el valor de soporte de la subrasante. A continuación se delinearán dos métodos:

II.2.3.3.- Método de Diseño 1.

Se utiliza la tabla No. II.17 para determinar el rango de espesor del concreto que normalmente se emplea en cada tipo de calle.

II.2.3.4.- Método de Diseño 2.

A continuación se proporciona en las Figs. II.21, II.22, II.23, II.24, II.25 y II.26 las gráficas de diseño. Fueron desarrolladas para una clasificación de calles como se indican:

Figs. II.21 y II.22 para calles residenciales ligeras, residenciales y colectores residenciales.

Fig. II.23 para colectores.

Fig. II.24 para arterias menores.

Fig. II.25 para arterias y calles comerciales.

Fig. II.26 para arterias mayores y calles industriales.

Utilizando la gráfica correspondiente, se procede de la siguiente manera:

Clasificación de calle	vpd o TDA ambos sentidos	Lotes No.	Vehículos comerciales pesados 2 ejes 6 ruedas y mayores		Espesor Normal del Pavimento de Concreto (cm)	Máxima carga por eje toneladas	
			Por ciento	Número al día		Tandem	Sencillo
Residencial ligera	200	20- 30	1 - 2	3 - 5	12.7 - 15.2	16.3	9
Residencial	300-700	60-140	1 - 2	5 - 11	12.7 - 15.2	16.3	9
Colector residencial	700-1,500	140-300	1 - 2	11 - 23	15.2 - 17.8	16.3	9
Colector	2,000-6,000		3 - 5	80 - 240	15.2 - 17.8	17.2	10.8
Arteria menor	3,000-7,000		10	300 - 700	17.8	20.8	15.8
Arteria	6,000-13,000		5 - 7	360 - 780	20.3	25.4	13.6
Arteria mayor	14,000-28,000		5	700 - 1,400	20.3 - 22.8	29.4	18.1
Comercial	11,000-17,000		3 - 5	440 - 680	20.3	25.4	13.6
Industrial	2,000-4,000		15 - 20	350 - 700	22.8	29.4	18.1

Tabla No. II. 17.- Clasificación de calles y espesor normal del pavimento de concreto.

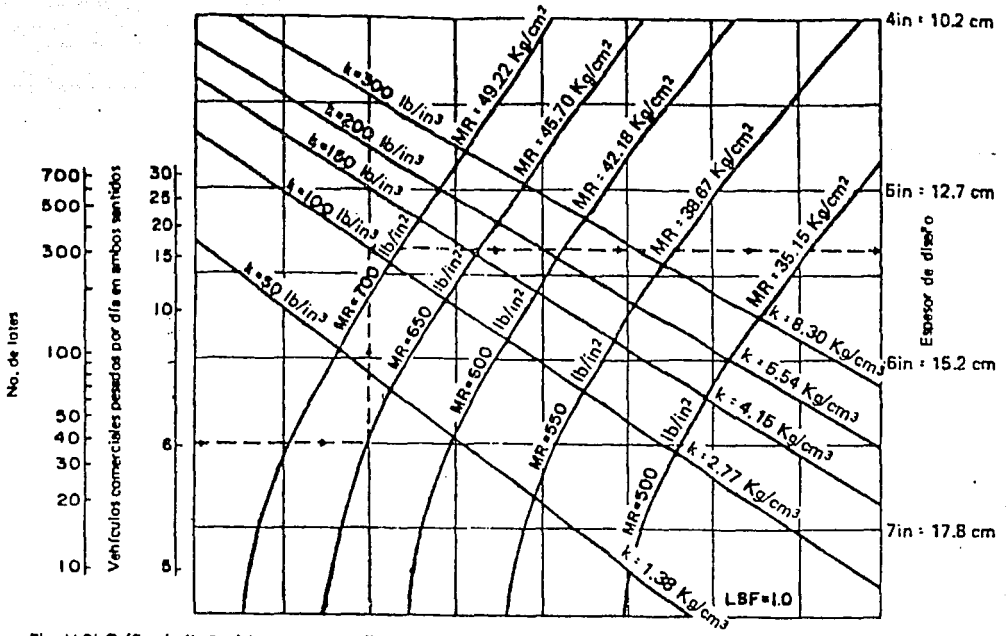


Fig. 11.21. Gráfica de diseño del espesor para calles residenciales y colectores residenciales para un período de diseño de 35 años.

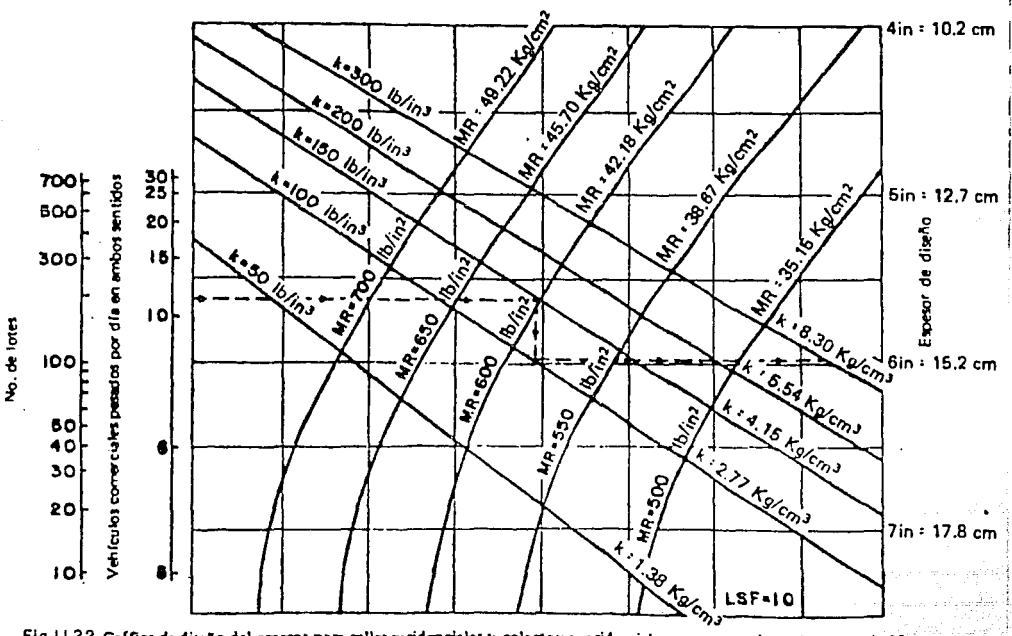


Fig. 11.22. Gráfica de diseño del espesor para calles residenciales y colectores residenciales para un período de diseño de 50 años.

Vehículos Comerciales pesados por día en ambos sentidos

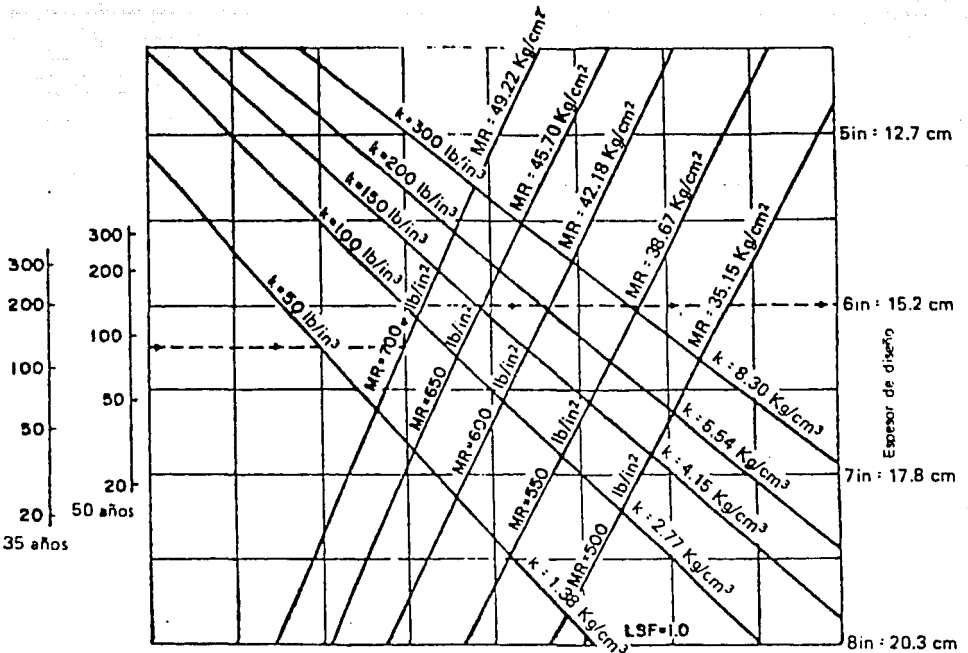


Fig. 11.23. Gráfica de diseño del espesor para calles colectoras para periodos de diseño de 35 y 50 años.

Vehículos comerciales pesados por día en ambos sentidos

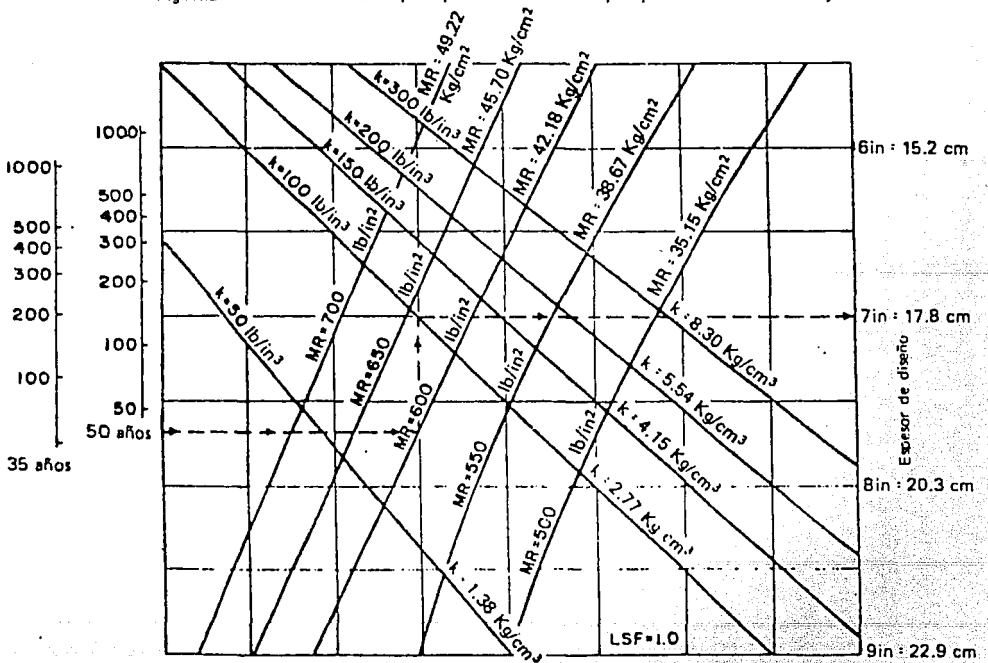


Fig. 11.24. Gráfica de diseño del espesor para arterias menores para periodos de diseño de 35 y 50 años.

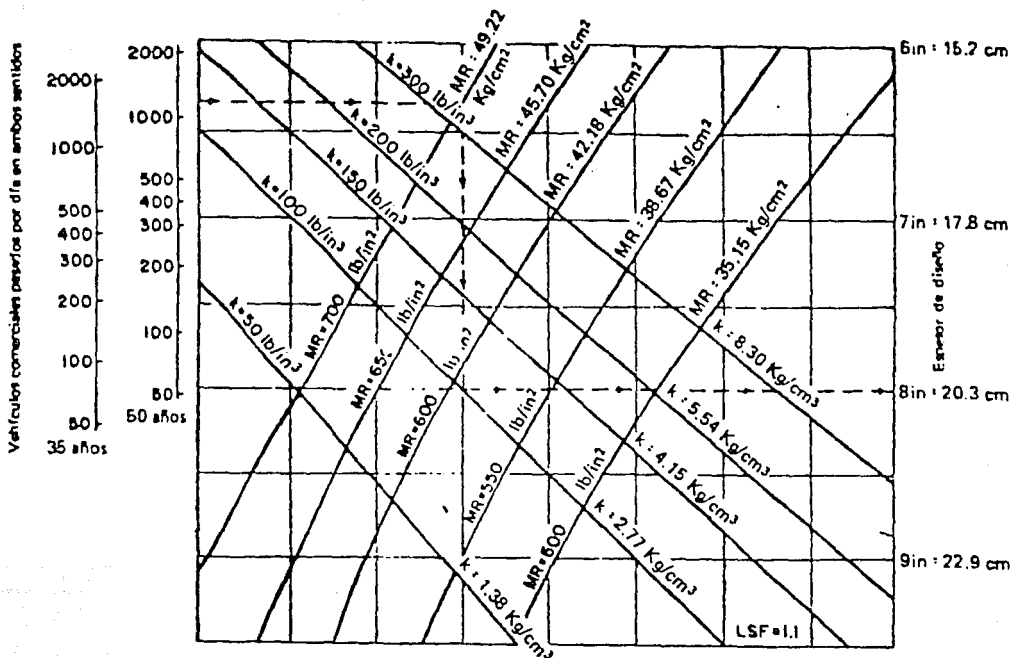


Fig. 11.25. Gráfica de diseño del espesor para arterias y calles comerciales para períodos de diseño de 35 y 50 años.

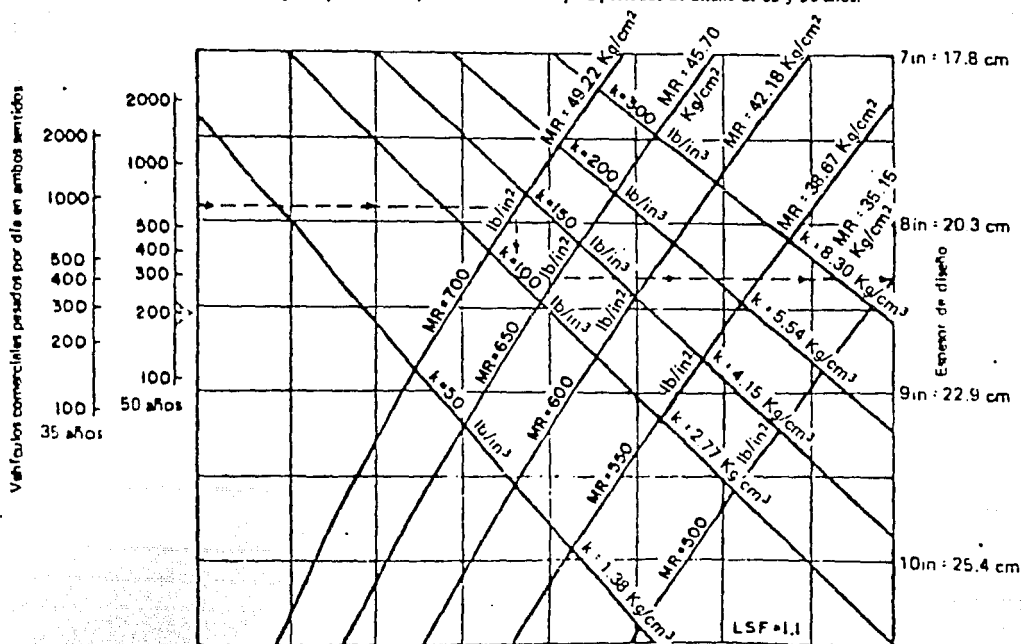


Fig. 11.26. Gráfica de diseño del espesor para arterias mayores y calles industriales para períodos de diseño de 35 y 50 años.

- 1.- Encontrar si los pesos máximos por eje, que se muestran en la tabla II.17, corresponden a los que operan en la localidad. Los valores de la tabla II.17 son razonables, pero probablemente son más pesados que los que se prevén generalmente.
- 2.- Decidir acerca del periodo de vida de diseño de la calle.
- 3.- Estimar el porcentaje medio por día de vehículos comerciales pesados que podrían circular en ambos sentidos durante la vida de diseño. Si no se cuenta con esta información, se deberá hacer un conteo del tránsito de camiones pesados. Si no se hace ningún conteo, se puede usar la información sobre tránsito de la tabla II.17 como guía. Una alternativa en el caso de calles residenciales, consiste en estimar el número de lotes o casas ubicadas en la zona donde la calle dará servicio.
- 4.- Calcular el módulo de ruptura (MR) del concreto a los 28 días de edad con: $MR=0.12f'c$. Ya que los esfuerzos críticos en pavimentos de concreto se deben a la flexión más que a la compresión, la resistencia a la flexión expresada como (MR) se utiliza en el diseño de pavimentos bajo condiciones promedio, el concreto con un MR de 38.5 kg/cm^2 a 49 kg/cm^2 .
- 5.- El valor de soporte de la subrasante se expresa por medio del módulo de reacción "k". Este módulo de la subrasante se determina mediante pruebas de placa. También para diseño se pueden emplear los valores de la tabla II.18. Otra alternativa es emplear las gráficas que correlacionan el valor relativo de soporte

(VRS o CBR) conocido de algunos tipos de suelo con el módulo de reacción k de subrasantes construidas con esos mismos tipos de suelos Fig. II.15.

Si el material de subrasante no es de buena calidad y se hace necesario construir una sub-base, se puede emplear la gráfica de la Fig. II.27 para obtener el módulo de reacción (k) de diseño.

" k " kg/cm ³	" k " lb/in ³	Tipo de suelo	Clasificación
2.77	100	Limos y arcillas	Satisfactorio
5.54	200	Suelos arenosos	Bueno
8.30	300	Grava arenosa	Excelente

Tabla II.18.- Módulos de reacción.

6.- Utilizando las gráficas de diseño de las Figs. II.21 a II.26; y con los datos anteriores, se entra por el lado izquierdo con el dato del tránsito (v_{cpped}), y se proyecta una línea horizontal hacia la curva "MR".

En seguida se continúa verticalmente hasta encontrarse el valor de " k " de diseño y proyectando horizontalmente se llega a la escala que da el espesor de la losa.

II.2.3.5.- Ejemplo II.4.

Es necesario diseñar una avenida con 3,509 m de longitud que unirá dos calles dentro de la cabecera municipal de una Cd. industrial, con un periodo de vida de 35 años y cuya topografía es sencillamente plana; los datos que se tienen son los siguientes:

a) Tránsito:

- 1.- Carga por eje tandem 9,000 kg.
- 2.- Impacto (20%) 1,800 kg.
- 3.- Carga por eje tandem más impacto 10,800 kg.
- 4.- Carga por eje sencillo 5,400 kg.
- 5.- Carga por eje sencillo más impacto 6,480 kg.

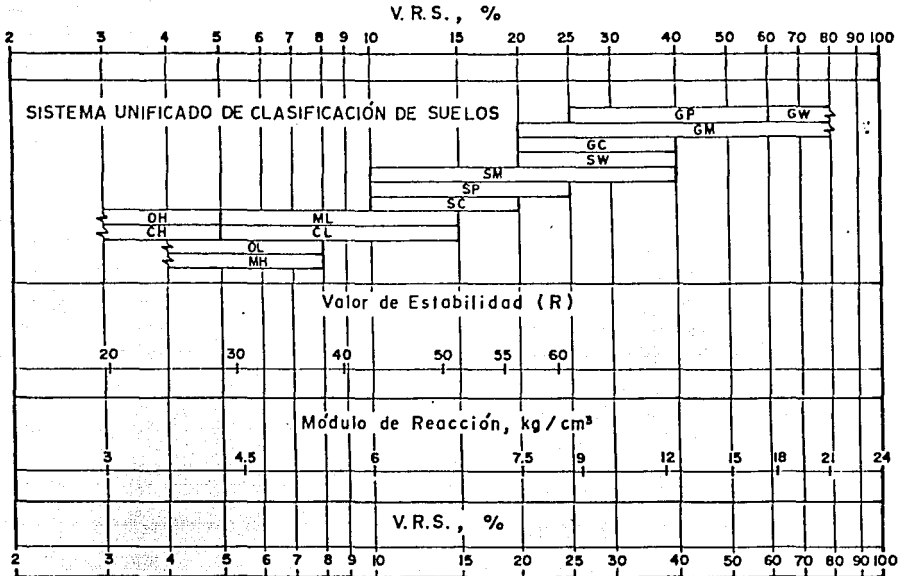


Figura 11.27. Comparación entre varios índices de resistencia que pueden usarse en sub-bases de pavimentos rígidos

b) Cimentación para el pavimento.

- 1.- Valores Relativos de Soporte (VRS) de la subra sante.

(Datos de Laboratorio)

15.4	14.7	50.0	19.1	24.3
8.8	11.0	36.0	36.0	30.1
7.3	29.4	35.2	9.2	40.8
8.8	36.0	5.1	10.3	44.7

c) Características del concreto:

- 1.- Esfuerzo de trabajo a la tensión por flexión del concreto a los 28 días 42 kg/cm²

2.- Tamaño máximo de agregado grueso 5 cm

3.- Revenimiento del concreto hidráulico 10 cm

d) Diseño:

d.1) Tránsito (de la tabla II.17) clasificación de calles tenemos:

Clasificación de calle: Industrial

T.D.A. (ambos sentidos) = 2,000 a 4,000 vehículos.

Máxima carga por eje en toneladas

Sencillo = 18.1 Ton.

Tandem = 29.8 Ton.

Comparando:

Sencillo 18.1 Ton. > 6.5 Ton.

Tandem 29.4 Ton. > 10.8 Ton.

Para diseño consideramos:

2,000 vehículos circulan en ambos sentidos.

d.2) Cálculo del VRS de diseño de la subrasante.

Análisis estadístico.

Cálculo del intervalo :

$$c = \frac{n_{\max} - n_{\min}}{10}; \quad \begin{matrix} n_{\min} = 5.1 \\ n_{\max} = 50.00 \end{matrix}$$

$$C = \frac{50.0 - 5.1}{10} = 4.49 \therefore C = 4.5$$

$$x = b + ay; \quad a = 5 \text{ y } b = 25.25$$

$$x = 25.25 + 5y \quad \therefore y = \frac{x - 25.25}{5}$$

Intervalo	\bar{x}	f	y	fy	y^2	fy^2
5.01- 9.50	7.25	5	-3.6	-18.0	12.96	64.80
9.51-14.00	11.75	2	-2.7	-5.4	7.29	14.58
14.01-18.50	16.25	2	-2.8	-3.6	3.24	6.48
18.51-23.00	20.75	1	-0.9	-0.9	0.81	0.81
23.01-27.50	25.25	1	0	0	0	0
27.51-32.00	29.75	2	0.9	1.8	1.81	1.62
32.01-36.50	34.25	4	1.8	7.2	3.24	12.96
36.51-41.00	38.75	1	2.7	2.7	7.29	7.29
41.01-45.50	43.25	1	3.6	3.6	12.96	12.96
45.51-50.00	47.75	1	4.5	4.5	20.25	20.25
Sumas		20		-8.1		141.75

Tabla II.19

Fórmulas

$$\bar{y} = \frac{\sum fy}{n}$$

$$\bar{x} = 25.25 + 5y$$

$$\delta y = C \sqrt{\frac{1}{n-1} \left[\sum fy^2 - \frac{(\sum fy)^2}{n} \right]}$$

$$\delta x = a \delta y$$

$$Cv = \frac{\delta x}{\bar{x}}$$

$$d = 10\% n$$

$$e = d - f_1$$

g = límite superior del 1er. intervalo

$$\widehat{VRS}_{90} = g + \left(\frac{e}{f_1}\right) \times c$$

$$\therefore \widehat{VRS}_D = 6.8\%$$

Operaciones

$$\bar{y} = \frac{-8.1}{20} = -0.405$$

$$\bar{x} = 25.25 + 5(-0.405) = 23.225$$

$$\delta y = 4.5 \sqrt{\frac{1}{19} \left[141.75 - \frac{(-8.1)^2}{20} \right]} = 12.15$$

$$\delta x = 5 \times 12.15 = 6.75$$

$$Cv = \frac{6.75}{23.225} = 2.62$$

$$d = 0.1 \times 20 = 2$$

$$e = 2 - 5 = -3$$

$$\widehat{VRS}_{90} = 9.5 + \left(\frac{-3}{5}\right) \times 4.5 = 6.8$$

Entrando con este valor en la Fig. II.15 tenemos:

$$VRS_D = 6.8 \implies k = 4.5 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{Módulo de ruptura } MR = 42 \text{ kg/cm}^2$$

En la gráfica de la Fig. II.25 entrando con los siguientes datos obtenemos:

$$n = 35 \text{ años}$$

$$MR = 42 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 4.5 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{Tránsito } 2,000 \text{ vehículos} \implies z_D = 8.75 \text{ pulg.}$$

Espesor de losa:

$$8.75 \text{ pulg} \times 2.54 \frac{\text{cm}}{\text{pulg}} = 22.225 \text{ cm}$$

$$z_D = 22.0 \text{ cm}$$

II.3.- Diseño de Juntas de Pavimentos Rígidos.

II.3.1.- Justificación del Diseño.

Durante el proceso de endurecimiento del concreto, parte del agua de la mezcla la toma el cemento para su hidratación y otra parte, que es el agua en exceso, se pierde por evaporación y desecamiento. El cemento al hidratarse genera calor con mayor intensidad en las primeras reacciones, llevando generalmente de más a menos la temperatura del concreto. Todos estos factores son responsables de las grandes contracciones que sufre el concreto a edades tempranas.

En los pavimentos, la losa que se apoya sobre un material de superficie irregular que ofrece una trabazón en la cara de contacto de la losa, oponiéndose a sus movimientos por cambios volumétricos de contracción. Los extremos de la losa tratan de moverse hacia el centro de la misma, pero el apoyo restringe este movimiento por medio de una fuerza externa de fricción, generando una fuerza interna de tensión en la losa que dividida entre el área transversal de ésta, se obtiene un esfuerzo de tensión. Como los acortamientos de la losa son graduales el valor de este esfuerzo aumenta de modo similar, en el momento que éste rebasa a la resistencia a la tensión del concreto en un punto dado, se rompe la losa en ese punto, apareciendo grietas más o menos perpendiculares y paralelas al eje largo de la losa tal como se muestra en la Fig. II.28

El agrietamiento por si solo crea discontinuidad en el pavimento, debilitándolo en la zona de grietas. Lo más grave es, que a través de las grietas muy abiertas pasarán agua y materiales incompresibles. La primera va a ablandar el apoyo hasta erosionarlo y en el caso de los suelos expansivos los va a activar restándoles uniformidad del apoyo y provocando

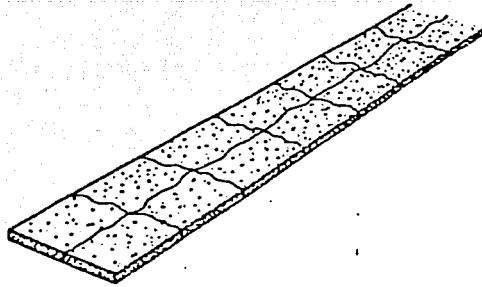


Fig.11.28. Patrón de agrietamiento de un pavimento sin juntas, como resultado de los esfuerzos causados por el ambiente y las cargas

en el futuro cercano las fallas estructurales, los últimos van a bloquear los movimientos de expansión de la losa despostillándola y restándole capacidad de carga y durabilidad.

Las soluciones generales a estos problemas son:

II.3.1.1.- Para la Discontinuidad:

Frente a las cargas, hacer trabajar en conjunto las losas adyacentes por algún medio (pasajuntas, llaves, etc.), que permita el movimiento libre de la grieta que separa a dichas losas.

II.3.1.2.- Para la Penetración:

Evitar el paso de agua y de los materiales incompatibles por algún medio (sello), que al mismo tiempo que impermeabilice la agrieta, permita sus movimientos libremente. Pero esta solución queda incompleta si no se toma en cuenta que las grietas aparecen en la superficie de la losa de manera irregular, divagante y con una abertura insuficiente para sellarlas bien. El abrir un canal siguen

do la grieta para alojar el material de sello (ca lafateo), es costoso, antiestético y no haría posible la solución para la discontinuidad.

El concepto de junta se origina en la necesidad de predeterminar de manera conveniente, los puntos donde deberán aparecer las grietas y que éstas tengan en la superficie una geometría regular, para que presenten un canal apropiado para alojar el material de sello con una apariencia agradable.

El principio de que "el hilo se rompe por su parte más delgada" se cumple en las losas de concreto.

Si el área transversal de la losa, se debilita con ranuras a distancias debidamente calculadas, las grietas aparecerán eventualmente debajo de las ranuras. Son tres los tipos de ranura, según su método de construcción, Fig. II.29.

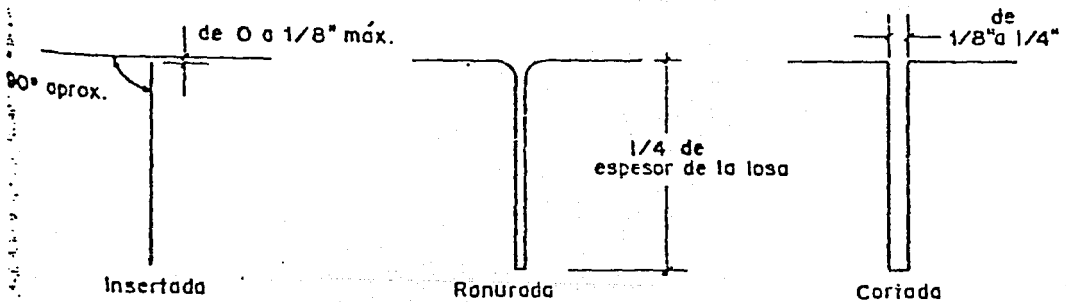


Fig. II.29. Métodos para construir juntas transversales en las losas

a) Insertada.- La ranura se forma dejando ahogada una placa de acero, de madera, de plástico, etc. dentro del concreto fresco. Las placas de acero y de madera se extraen a una determinada edad del concreto; en cambio las placas de hule o plásticas pueden quedar ahogadas permanentemente.

b) Ranurada.- Con un equipo rayador (o similar) se hace una ranura en el concreto fresco, dejando en la superficie las aristas redondeadas.

c) Cortadas o aserradas.- Aquellas que se forman usando sierras con discos de diamante, cuando el concreto tiene un cierto grado de endurecimiento y las contracciones son inferiores a aquellas que causen el agrietamiento.

La profundidad de la ranura, para que trabaje efectivamente no debe ser menor de $1/5$ el espesor de la losa para insertadas y ranuradas, para aserradas, debido al desgaste de la sierra se prevee una profundidad de $1/4$ el espesor. El ancho de la ranura aserrada, va desde $1/8$ hasta $1/4$ de pulgada, para poder alojar perfectamente el material de sello. Para la insertada el ancho puede ir hasta de $3/8$ ".

II.3.2.- Distancia Entre Juntas.

El fenómeno de agrietamiento de la losa de concreto no se debe exclusivamente a la contracción del concreto y a la fricción del apoyo, intervienen otros muchos factores como el clima, la temperatura de colado, condiciones de colado, gradientes de humedad y temperatura, que provocan el alabeo de la losa. Es tan complejo este fenómeno, que no se ha podido encontrar una función matemática que determine en base a los factores anteriores, la distancia a la que aparecerán las grietas y por lo tanto, donde deberá haber juntas. Sólo la experiencia local y las recomendaciones siguientes, pueden aprovecharse para la localización de las juntas.

II.3.2.1.- Distancia Entre Juntas Transversales.

En los pavimentos de concreto simple con refuerzo en las juntas, las distancias van desde 4.5 hasta 7.5 m, siendo muy común 6m. Los límites anteriores son normales, es posible que en casos extraordinarios las distancias necesarias estén fuera del intervalo. En los pavimentos de concreto con refuerzo continuo las distancias están entre 12 y 30 m.

II.3.2.2.- Distancia Entre Juntas Longitudinales.

Lo más práctico es, que esta distancia la determine el ancho del carril. En carreteras es común 3.7 m y en las aeropistas no mayor de 7.5 m.

II.3.3.- Tipos de Junta.

Hasta ahora se ha hablado de las juntas para controlar las grietas transversales y longitudinales de contracción, sin describirlas completamente. Además, existen otros tipos de juntas que cumplen otras funciones y que en seguida se hará un análisis breve de cada tipo.

II.3.3.1.- Juntas Longitudinales.

Estas juntas se emplean generalmente para controlar las grietas longitudinales de contracción. También se aprovechan para definir el ancho del carril y pueden quedar formadas al colar en franjas longitudinales el pavimento. Existe equipo de construcción que puede construir el pavimento a todo lo ancho de su corona en una sola pasada, en éste caso las juntas longitudinales se formarán con ranura (Fig. II.30). Estas juntas generalmente llevan barras de sujeción, colocadas a la mitad del espesor para prevenir deslizamientos laterales de las losas. Cuando son más de dos juntas longitudi

Juntas longitudinales

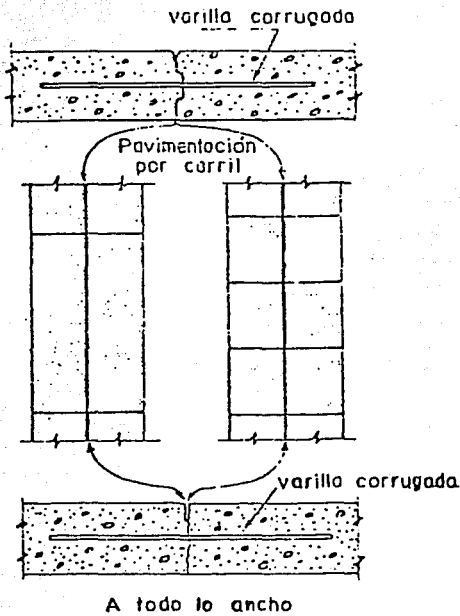


Fig.11.30. Juntas longitudinales

nales (aeropistas) es suficiente poner estas barras en cada una de las juntas próxima a las orillas del pavimento y si el diseño de este, es con dispositivos de transmisión de cargas, todas las juntas longitudinales se diseñarán para esta función, de las siguientes maneras:

- a) Aprovechando la trabazón de la grieta longitudinal, cuando la junta se construyó con ranura y barra de sujeción.
- b) Por medio de una llave de concreto en las losas, preparada en los colados por franja con cimbras especiales, acompañada de barras de su

jeción para mayor eficiencia en la transmisión de cargas (Fig. II.36 tipo B, donde se detalla la geometría que debe tener la llave).

II.3.3.2.- Juntas Transversales de Contracción.

Este tipo de juntas son las más importantes en el buen comportamiento del pavimento de concreto simple con o sin refuerzo en las juntas (Figs. II.31 y II.32). De la experiencia acumulada hasta la fecha, se encuentran que es imprescindible el refuerzo, porque además de reducir los espesores de un 20% a un 25% aumenta la vida útil del pavimento y el espaciamiento entre estas juntas. Cuando se trata de un pavimento de concreto con refuerzo continuo, también es práctico reforzar las juntas transversales (Fig. II.33), pero este sistema de pavimentación no presenta un atractivo económico definitivo comparado con el anterior; en cada caso se recomienda una revisión a los costos, tomando en

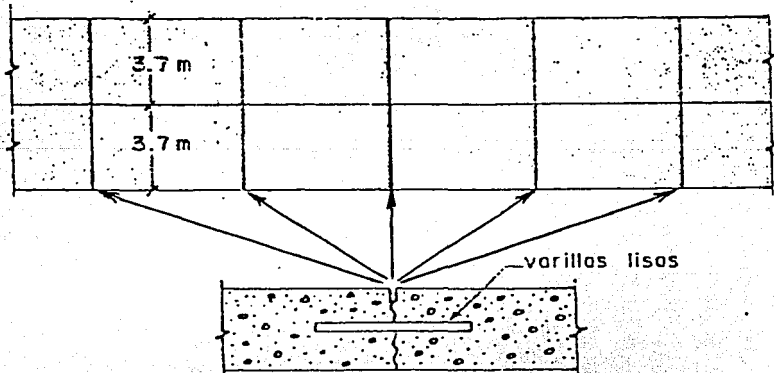


Fig.II.31. Pavimento de concreto simple con refuerzo en las juntas

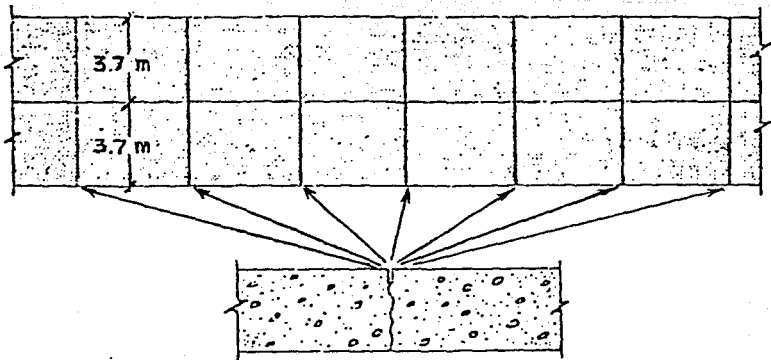


Fig.11.32. Pavimento de concreto simple - juntas de contracción sin refuerzo

cuenta que en el refuerzo continuo desaparecen su tancialmente las juntas transversales y mejora notablemente el comportamiento de los pavimentos (comodidad de tránsito, mantenimiento bajo o nulo, etc.).

El refuerzo en las juntas transversales de contracción se hace por medio de las "pasajuntas" o varillas de acero, lisas y engrasadas para evitar la adherencia con el concreto, protegerlas contra la corrosión y transmitir con cortante las cargas de una losa a la adyacente. Este refuerzo se coloca a la mitad del espesor (Figs. II.31 y II.36 tipo D). es importante que todos los tipos de juntas transversales se construyan a todo lo ancho del pavimento en una sola línea recta. Porque si no coinciden los extremos de losas en la franja adyacente y por la trabazón de las caras de las juntas longitudinales o por las barras de sujeción, provocarán concentraciones de esfuerzos de tensión en la franja

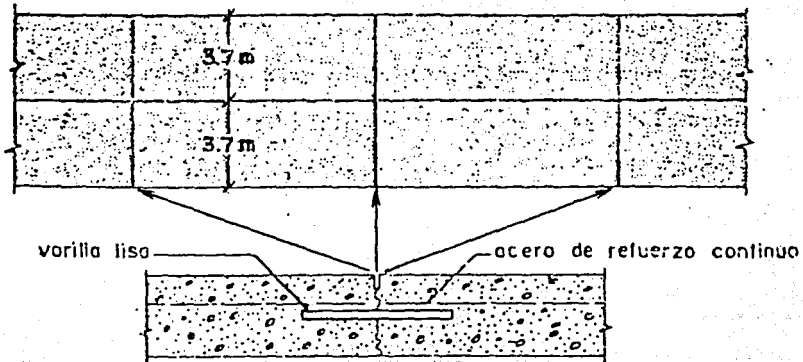


Fig.11.33. Juntas transversales - pavimentos con refuerzo continuo

adyacente, aproximadamente en el punto de contacto de la junta transversal con la longitudinal, causando una grieta transversal.

II.3.3.3.- Juntas Transversales de Construcción.

- a) Planeadas.- Para determinar la jornada de trabajo o por necesidades de construcción, interrumpir el colado de la franja en un punto donde coincide una junta transversal de contracción y a todo lo ancho del pavimento (Fig. II.34, izquierda). La junta es a tope, formando la cara vertical con una cimbra plana y dejando ahogada la mitad de la longitud de la pasajunta, cuando se requiere este refuerzo, a la mitad del espesor de la losa (Fig. II.36 tipo F). Con un ranurador se prepara la mitad del canal superior para alojar el sello.
- b) Emergente.- Cuando por algún retraso imprevisto es necesario interrumpir el colado en un punto no planeado, es decir, donde no coincide una junta de contracción de la franja lateral cola-

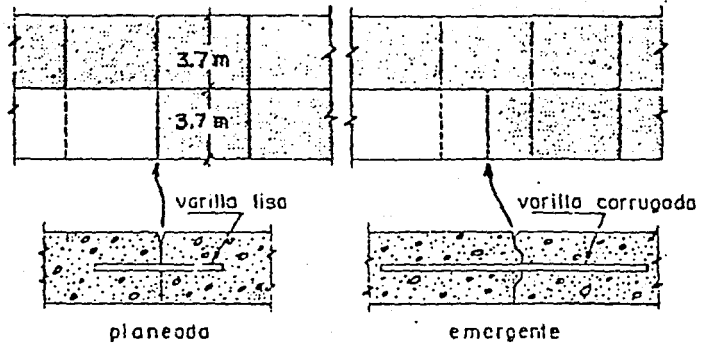


Fig. II.34 Juntas de construcción con pavimentación por carril

da (Fig. II.34, derecha). Para evitar la grieta por "acompañamiento". Se sujeta el "movimiento extremo" de las losas con barras de sujeción combinadas con llaves que forman las cimbras en las losas para transmitir correctamente las cargas.

II.3.3.4.- Juntas Transversales de Expansión.

Se supone que estas juntas se distribuyen en el pavimento para controlar las dilataciones del concreto, pero la realidad es que tanto en el pavimento de concreto simple, como en el reforzado en las juntas los cambios volumétricos dominantes son por contracción, quedando la dilatación del concreto a un nivel inferior tal que no rebasará a aquella. Según la PCA, estas juntas se deben colocar para unir al pavimento con una estructura (puente, alcantarilla, etc.), como se muestra en la Fig. II.35, para ser compatibles tanto en el plano horizontal como en el vertical, sin produ-

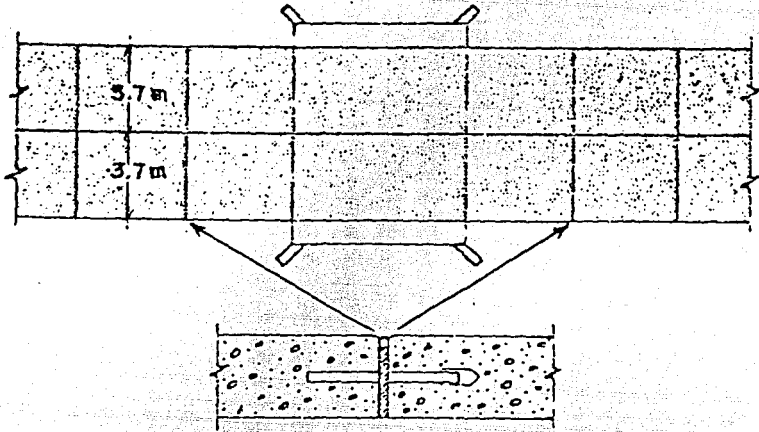


Fig. 11.35. Juntas de expansión

cir esfuerzos extraños en el pavimento y con el fin de dar una superficie continua al paso de los vehículos. También se colocan en el cruce o unión de dos calles, cuando no existe simetría en el trazo. Estas juntas coinciden con una junta de construcción, con la diferencia de que se le da una mayor separación entre las caras de la losa, colocando entre ellas un material de relleno compresible (fibras) de esta forma se permite cerrar, abrir y girar la junta. El material de relleno debe colocarse de tal manera, que deje una canal con una profundidad de 2.5 cm para el sello y que cuando la junta se cierre exista una abertura mínima de 6.0 mm y cuando se abra, no vaya más allá de 2.2 cm. Esto, con el fin de garantizar las funciones de la junta y evitar incomodidad al paso de los vehículos por ella.

Cuando la junta de expansión por alguna causa no debe llevar pasajuntas y el diseño exige este re-

fuerzo en las juntas, se puede compensar la falta derefuerzo aumentando el espesor de la losa tal como lo presenta la Fig. II.36 tipo E.

II.3.3.5.- Juntas Transversales en Ampliaciones.

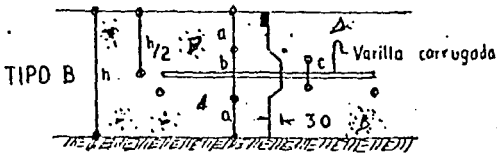
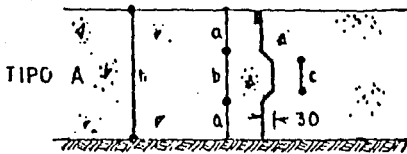
Es muy común, sobre todo en los pavimentos de fraccionamientos residenciales, que se interrumpa la pavimentación y sufra ampliaciones según lo requiera el programa del fraccionamiento. El extremo del pavimento actual, donde se interrumpió por las necesidades anteriores, queda el apoyo desprotegido y sujeto a disturbio por las humedades, por la erosión al paso de los vehículos y con una fatiga mayor en esta zona de la losa, que en el resto del pavimento. Para prevenir futuras fallas estructurales, antes de cumplir con la vida útil del pavimento, se recomienda que al inicio de la nueva ampliación, se construya una junta como la que se muestra en la Fig. II.36 tipo G. El colado debajo del pavimento actual es, para aumentar la capacidad de carga del apoyo debilitado y la capacidad de la losa por no contar con pasajuntas, y para evitar una grieta abajo de la junta a tope, se coloca una barra de sujeción que hará que la nueva losa trabaje integralmente en la junta y garantice su buen funcionamiento.

II.3.3.6.- Juntas de Deslizamiento.

Son aquellas que permiten movimientos laterales, en el plano de las caras a tope de la junta (Fig. II.36, tipo H). Como no es posible poner refuerzo alguno, se engrosa el espesor tal como se vió en las juntas de expansión.

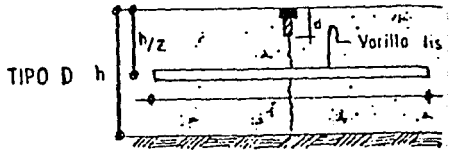
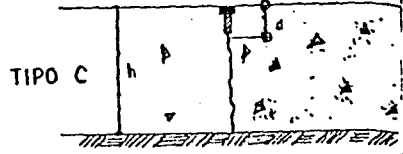
Estas juntas se colocan en la unión de dos pavimen



JUNTAS LONGITUDINALES



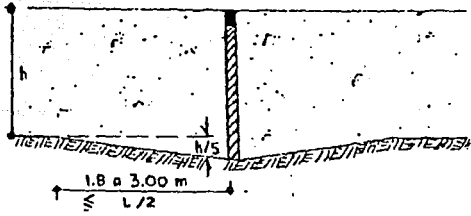
$b = n$
 $c = b - 3\text{cm} > 6\text{cm}$

JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION



-  Sello de material elástico
-  Sello de material elástico
 Fibra impregnada de asfalto

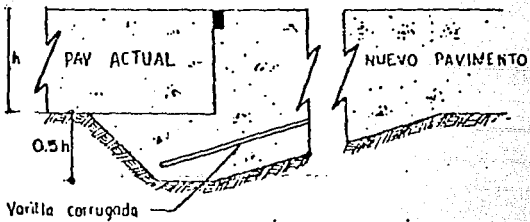
JUNTA DE EXPANSION TIPO E.



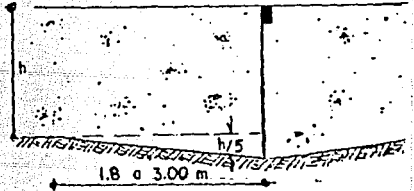
JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION TIPO F



JUNTA EN AMPLIACIONES TIPO G



JUNTA DE DESLIZAMIENTO TIPO H



tos o si es posible, en la junta longitudinal, donde no va haber continuidad en las juntas transversales por limitaciones en el diseño.

II.3.3.7.- Juntas Articuladas.

Pueden ser juntas transversales o longitudinales, donde se desea o se requiere, tomar libremente los giros por alabeo de las losas. Se forman con barras de sujeción, con llaves o con ranura y transmisión de carga por medio de trabazón en las caras irregulares de la grieta. Por esta descripción la mayoría de las juntas longitudinales son juntas articuladas.

II.3.3.8.- Técnicas Modernas en el Diseño de Juntas para Mejorar la Funcionalidad de los Pavimentos.

Uno de los problemas graves que producen las juntas transversales, es el traqueteo al paso de los vehículos. Se ha hablado de incremento en los daños por fatiga en los vehículos y los Psicólogos dicen que los pasajeros se someten a un "stress" mayor en los pavimentos de concreto.

Las causas que contribuyen a estos efectos son:

- a) La mala calidad de las juntas.- Por no observar buenas prácticas en el diseño y construcción de las juntas transversales.
- b) Los espaciamientos constantes entre las juntas.- Provocan resonancias en las vibraciones de los vehículos aumentando el efecto.
- c) El ángulo normal de las juntas transversales respecto al movimiento del tránsito.- Esto ofrece un golpe sincronizado entre los ejes de los vehículos al pasar al mismo tiempo todas las llantas de cada eje, haciendo más incomodo el

paso a través de las juntas.

La primer causa, es quizás la más nociva y a la que mayor cuidado se le está dando en la actualidad. La técnica de juntas se ha desarrollado con mayor vigor en los últimos años y las conclusiones más interesantes a las que se ha llegado para un mejor comportamiento, son: que todas las juntas deben reforzarse, que las aberturas máximas de las juntas en la superficie no deben ser mayores de 2.2 cm y que los elementos de sello deben quedar bajo el nivel de la superficie del pavimento con una profundidad de 13 mm.

Los efectos de la segunda se han reducido, colocando las juntas a diferentes espaciamientos (en California se ha experimentado con distancias combinadas así: 4.0, 6.0, 5.5 y 3.5 metros).

Los efectos de la última, se han eliminado construyendo las juntas con ángulo de esviajamiento de 60 a 70°, respecto a la dirección del tránsito Fig. II.37. Además, esta técnica ha logrado reducir los espesores de las losas, debido a que parte de las llantas de cada eje, han pasado a la losa siguiente, reduciéndose así el efecto de la carga por

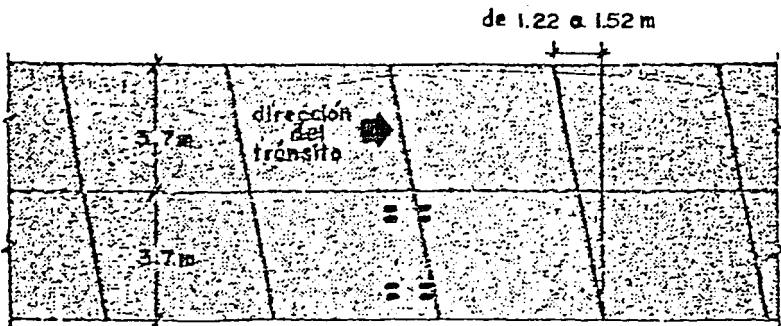


Fig. II.37. Juntas esviajadas

eje en la zona crítica.

II.3.4.- Diseño del Refuerzo de las Juntas.

En las Figs. II.38 y II.39 se presentan las gráficas de diseño para pasajuntas y para barras de sujeción respectivamente, para las juntas en pavimentos de concreto de carreteras. El empleo de estas gráficas se explica a continuación por medio de unos ejemplos.

- a) Ejemplo para pasajuntas.- Se requiere conocer el espesor de la losa, la geometría de la varilla lisa y el valor del módulo de reacción combinado para determinar por medio de la Fig. II.38 el es paciamiento centro a centro, de las pasajuntas. Considerese una losa de 20 cm con un módulo de 6.0 kg/cm^3 , ¿Qué características geométricas son convenientes para la pasa junta? y ¿Cuál debe ser su espaciamiento?

Procedimiento.- En la escala vertical izquierda se localiza el espesor, horizontalmente se busca el módulo de reacción, del punto localizado se escoge verticalmente las características más con venientes (en este caso $3/4'' \times 36 \text{ cm}$ a cada 36 cm), de la intercepción correspondiente a su cur va se localiza horizontalmente el espaciamiento. Resultado.- Pasajunta de $3/4'' \times 36 \text{ cm}$ a cada 36 cm.

- b) Ejemplo para la barra de sujeción.- Es necesario conocer el espesor y el ancho de la losa. Con es tos datos y la Fig. II.39 se escoge las caracte- rísticas de la barra más conveniente para deter- minar su espaciamiento, que no debe ser mayor de 75 cm. Un pavimento de 20 cm de espesor, con una losa de 3.7 m de ancho, requiere una barra de su

jeción de $3/8'' \times 38$ cm a cada 45 cm. No se emplea la de un $1/2''$ porque da un espaciamento de 75 cm.

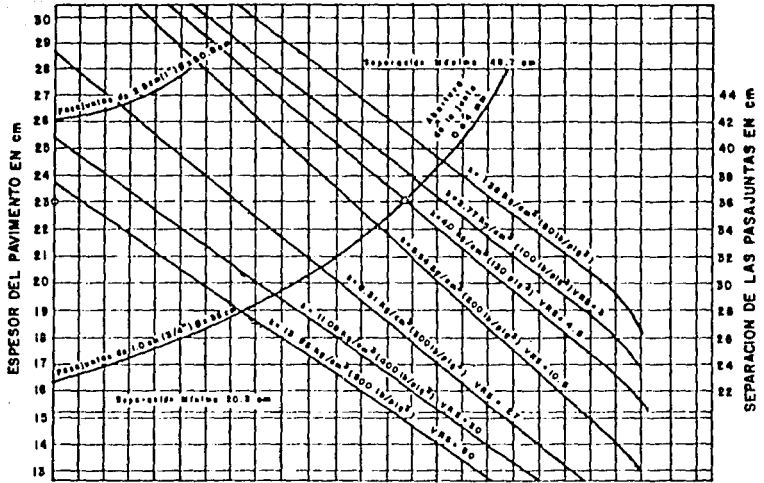


Fig. 11.38. Gráficas para calcular la separación de las pasajuntas de sujeción cuando la relación largo-ancho de las losas es mayor de 1.25, pero menor a 1.4.

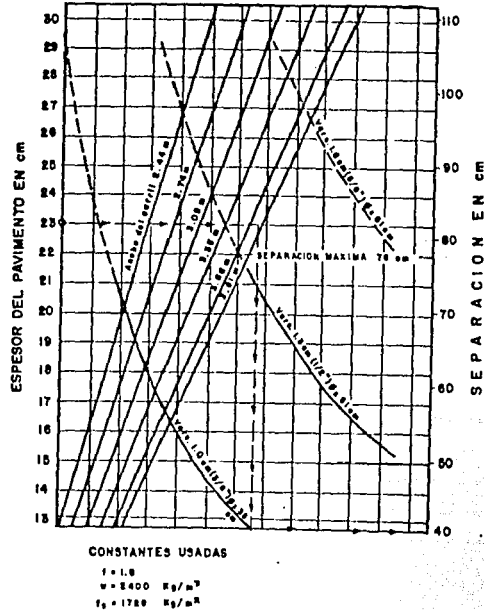


Fig. 11.39. Gráficas para calcular la separación de pasajuntas de sujeción en las juntas longitudinales de construcción.

III.- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

III.1.- Procedimientos de Construcción en el Terreno Natural.

El procedimiento de construcción en el terreno natural consta de tres fases principalmente que son: desmonte, despalme y compactación si se requiere.

III.1.1.- Desmonte.

El desmonte consiste en quitar toda la vegetación dentro del derecho de vía; se incluye en este trabajo el desenraice; en caso de que al desenraizar queden hoyos, estos se rellenarán con material de buena calidad, compactado adecuadamente.

III.1.2.- Despalme y Compactación.

Una vez desmontado el terreno natural, se procede a extraer la capa de material que contenga materia vegetal; el espesor de esta capa puede variar de 10 a 15 cm y puede llegar a un metro si se tiene un espesor fuerte de material altamente compresible.

A esta etapa se le denomina despalme.

En seguida, sólo si se requiere, se compactará el terreno natural, y cuando se hace, en general, se llega al 90% de P.V.S.M.

La pacacidad de carga del terreno natural es un factor fundamental en la elección de ruta para caminos tipo "C" o de los de bajo costo, pues en general para éstos, es más conveniente rodear las zonas pantanosas, fondos de lagos antiguos, con baja resistencia al esfuerzo cortante; en cambio para caminos tipo "A" o autopistas, lo más probable es que se justifique mantener la dirección general de la obra y resolver por medio de geotecnia los pro-

blemas que se presenten.

III.1.3.- Terraplenes en suelos Blandos.

En México se han seguido diferentes prácticas para evitar fallas de talud y asentamiento, cuando se construyen terraplenes en terrenos blandos.

Si se construye un terraplén en un terreno blando, es posible que se presente una falla de talud que lo afecta en parte como se muestra en la Fig.

III.1. Lo anterior se debe a que las fuerzas resistentes son menores que las fuerzas actuantes; éstas se deben al peso del terraplén y aquellas a la resistencia, al esfuerzo cortante del terreno natural y del terraplén.

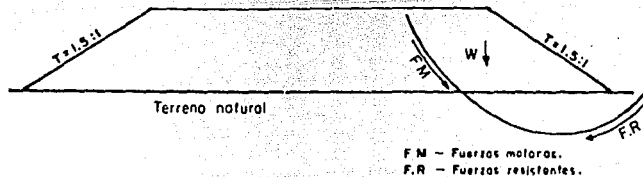


Fig.III.1. Deslizamiento de talud en un terraplén $W =$ peso de la cuña; $F_w =$ fuerzas motoras; $F_r =$ fuerzas resistentes.

III.1.3.1.- Tendido de Talud y Construcción de Bermas.

Para evitar que se presente la falla de talud, en primer lugar, puede pensarse en tender el talud, con lo cual se aumentan las fuerzas resistentes Fig. III.2, o sea que el peso de la cuña que se adiciona debe ser tal, que se oponga al deslizamiento del material.

Sin embargo, el peso de la parte superior de esta cuña pudiera disminuir la eficiencia de la solución, porque aumenta las fuerzas motoras; así

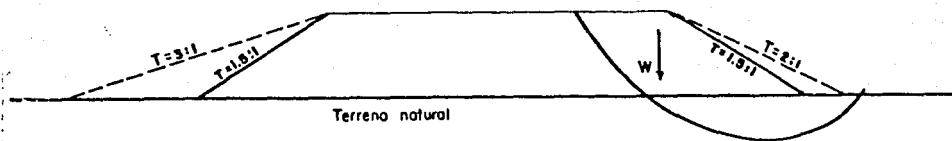


Fig. III.2. Tendido de talud para evitar la falla.

de acuerdo a los estudios de círculos de falla, con alguna de las teorías usuales en la mecánica de suelos, puede resultar, y de hecho así es, que una solución mejor sería construir una berma como la que se muestra en la Fig. III.3 ya que la pequeña cuña superior del caso anterior pasa a tener una influencia en la resistencia, haciéndose un mejor uso del material.

En el caso de las paredes de los cortes, en que pueda presentarse falla de talud, también puede utilizarse la primera solución indicada para terraplenes, es decir el aumento en el valor del talud; pero también se pueden construir bermas; sin embargo, en este caso, la solución se realiza al contrario, pues en vez de realizar un relleno, se hace un corte en la parte superior de la pared, como se ve en la Fig. III.4 con el fin de disminuir los esfuerzos actuantes.

Este caso debe estar debidamente drenado, para lo que se debe construir una cuneta que descargue en forma adecuada, pues de otra manera es totalmente ineficaz y hasta contraproducente, al propiciar

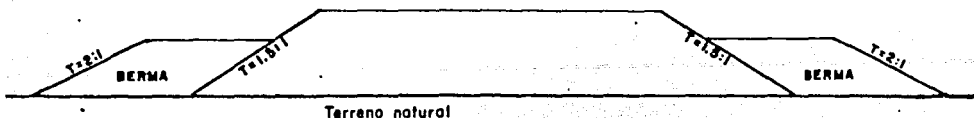


Fig. III.3. Construcción de berma para evitar la falla de talud.

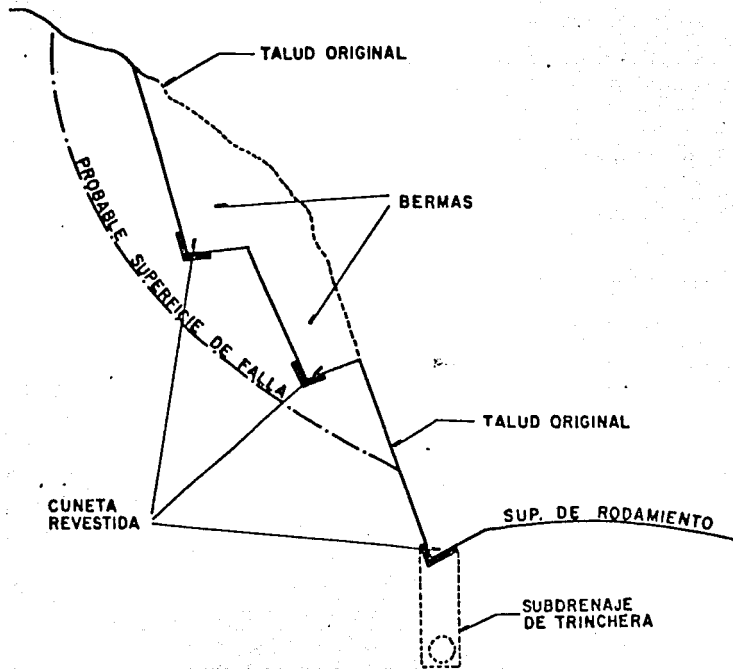


Fig. III.4. Construcción de bermas en cortes para evitar la falla del talud.

mayor infiltración del agua de lluvia, con lo que se puede disminuir aún más la resistencia del suelo al esfuerzo cortante.

III.1.3.2.- Preconsolidación del Terreno Natural.

Otra solución en terraplenes Fig. III.5, es provocar una preconsolidación del terreno natural, y aumentar su resistencia para ello, sobre la franja del terreno blando en la que se construirá la obra, se coloca un volumen de material mayor al necesario; se deja el mayor tiempo posible, quizá por varios años; al cabo de este tiempo

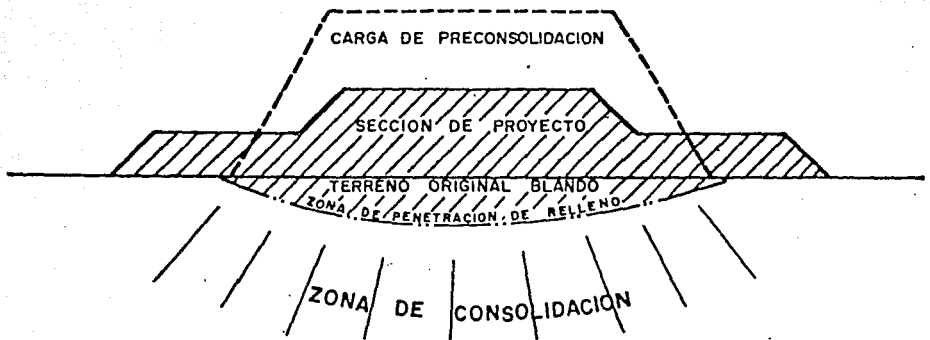


Fig.III.5. Preconsolidación para aumentar la resistencia del terreno natural.

po, se retira el volumen excedente y se deja la sección del proyecto; con el material sobrante se construyen las bermas que, con seguridad también se requerirán para asegurar la estabilidad del terraplén; durante el tiempo en que se tiene el volumen de material mayor al de la sección transversal de proyecto, el terreno natural sufre una consolidación y por tanto, un aumento en su resistencia, con lo que mejorará el comportamiento de la obra.

III.1.3.3.- Uso de Telas Plásticas.

Lo usual; al construir terraplenes sobre suelos blandos, que pueden ser fondos de lagos antiguos, zonas pantanosas, zonas de inundación, es que parte del material de relleno se incrusta, pudiéndose llegar a que este volumen sea muy grande a últimas fechas para reducir este volumen se han estado utilizando geotextiles o geomembranas, que se colocan sobre el terreno natural desmontado; con esto se han reducido las incrustaciones hasta en un 60% y también se reducen las deforma

ciones posteriores.

Esta técnica, en combinación con otras de las mencionadas se ha utilizado en la construcción de los accesos a diferentes puentes, como en los del Coatzacoalcos II en el sur del Estado de Veracruz.

III.1.3.4.- Utilización de Plantillas de Suelo Estabilizado y Rígidas.

Para aumentar la resistencia del terreno natural, en las avenidas y calles de las zonas habitacionales que se construyen cercanas a la Ciudad de México, sobre el lago de Texcoco, se excava una caja en el terreno natural y se construye una plantilla con alguna de las siguientes variantes.

a) Suelo estabilizado con cal o cemento portland.

b) Concreto hidráulico de 100 kg/cm^2 .

c) Concreto hidráulico de 100 kg/cm^2 con malla de acero. Sobre esta plantilla se coloca un material para construir la capa subrasante, que habitualmente es un "tepetate" silicoso y sobre ella se construye el pavimento. Los tres procedimientos han sido eficaces, pero el primero es el más económico.

III.1.3.5.- Sustitución.

En ocasiones, el terreno natural consiste de materiales altamente compresibles, por lo que si su espesor es menor a 1 m se extraen en su totalidad, pero si es bastante mayor a un metro, se acostumbra extraer el material hasta este espesor y entonces se rellena con material de mejor calidad, este procedimiento se denominará de sustitución y es muy usado en la zona del bajío de México con resultados positivos.

III.1.3.6.- Terraplenes Flotantes o por Compensación.

La construcción del aeropuerto internacional de la Ciudad de México, que se localiza sobre terrenos disecados del lago de Texcoco, se inició hacia 1925 usando técnicas tradicionales, sin tomar en cuenta la consistencia del terreno natural, así, es lógico que la mayor longitud de sus pistas ha llan sufrido fuertes deformaciones, y por tanto en forma constante se tienen trabajos de renivelación; sin embargo, a últimas fechas se ha utilizado un procedimiento denominado de terraplén flotante o de compensación de peso. Este procedi miento consiste en abrir una caja de 1.5 a 2 m de profundidad a lo largo y ancho de la zona en que se ampliará la pista y se rellena con un material ligero, de tal manera que su peso más el del pavimento se acerque al peso del material ex traído.

A lo ancho, la caja y relleno se van haciendo por franjas saltéadas a fin de disminuir los problemas de excavación y bombeo del agua que brota. El material ligero llamado "tezontle", y cuya densidad varía de 0.7 a 1.2 se coloca en el 70% del ancho excavado, en la parte central Fig. III.6 y las partes extremas correspondientes al 30% restante se rellenan con grava-arena densa, proveniente de un depósito de mina. Con esto, se uniformizan las deformaciones transversales, pues, si sólo se utilizara el material de baja densidad, se tendría una deformación perjudicial hacia el centro. Las zonas de las pistas construi das con este procedimiento, se han comportado mu chísimo mejor que el resto.

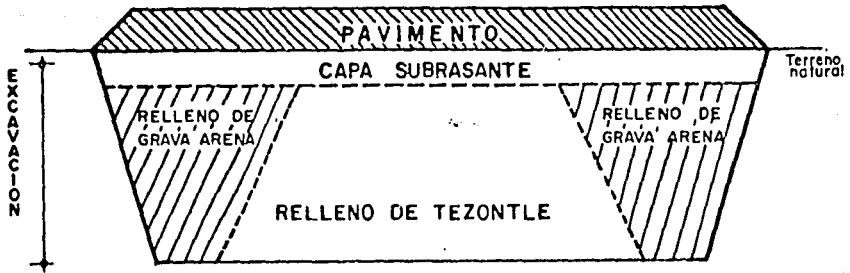


Fig. III.6. Solución de terraplén flotante o compensación de pesos para la construcción de vías terrestres.

III.1.3.7.- Desalojo de Materiales Saturados.

Para resolver estos problemas, se tienen otros procedimientos como son, desalojar el material blando para el cual existen diferentes formas, como es la extracción por medio de palas y dragas; otro procedimiento muy utilizado en zonas pantanosas es ir retirando el material, mientras avanza el relleno, por medio de explosiones de pequeñas cargas de dinamita.

Claro está, que estos procedimientos pueden utilizarse en forma combinada para obtener los mejores resultados posibles, requiriéndose realizar los estudios de mecánica de suelos, para tener la mejor solución.

III.1.4.- Compactación del Terreno Natural.

Cuando el terreno natural tiene una compactación baja, y está suelto, sin estructuración, conviene compactarlo para darle la resistencia adecuada en un espesor mínimo de 30 cm; sin embargo, cuando el terreno tiene cierta estructura, se deben hacer estudios con el fin de ver si es necesario o no compactarlo, pues en ocasiones, al efectuar este tratamiento, se rompe su estructura y el resultado es contraproducente.

III.2.- Procedimientos de Construcción en Terracerías.

III.2.1.- Construcción del Cuerpo del Terraplén.

El acomodo de los materiales puede realizarse de tres maneras diferentes.

a) Cuando los materiales son compactables, se les debe dar ese tratamiento con el equipo que corresponde según su calidad; en general, el grado de compactación de estos materiales en el cuerpo del terraplén será del 90%; el espesor de las capas será de acuerdo al equipo de construcción.

Se dice que un material es compactable, cuando después de disgregado tiene menos de 20% de retenido en malla de 7.5 cm (3"), pero menos de 5% de retenido en malla de 15 cm (6"). Los materiales no compactables son los que no tienen las características anteriores.

b) Si los materiales no son compactables, se forma una capa cuyo espesor sea casi igual al del tamaño de los fragmentos de roca; pero no menos de 15 cm; sobre esta capa debe pasar un tractor de orugas, tres veces por cada punto de la superficie con movimientos de zig-zag; es conveniente que para mejorar el acomodo, se proporcione agua en una cantidad de 100:1 por metro cúbico de material.

c) Si se requiere realizar rellenos en barrancas angostas y profundas, en donde no sea fácil el acceso del equipo de acomodo o compactación, se permite que el material se coloque a volteo, hasta una altura en que ya pueda operar el equipo.

Cuando el tránsito que va a soportar un camino, es mayor a 5,000 vehículos por día, los 50 cm superio-

res del cuerpo del terraplén, se construirán con material compactable y se les dará este tratamiento hasta alcanzar un grado del 95% de PVSM; si el material con que se construyó la parte inferior también es compactable, la diferencia sólo será el grado de compactación que tendrán cada una de ellas.

III.2.2.- Proyecto Geométrico de la Subrasante.

La parte superior de la capa subrasante coincide con la subrasante o línea subrasante del proyecto geométrico, la cual, como ya se ha dicho, debe cumplir con las especificaciones de pendiente longitudinal para la obra. Esta línea subrasante marca la altura de las terracerías y, por tanto, su espesor; la mayoría de las veces, es mayor que el necesario estructuralmente.

El proyecto geométrico de la subrasante económica debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Las especificaciones de la pendiente longitudinal de la obra.
- b) Debe tener la suficiente altura, para dar cabida a las obras de drenaje.
- c) Debe tener la suficiente altura, para que el agua capilar no afecte al pavimento.
- d) Debe provocar los acarreos más económicos posibles.

Por tanto los elementos que la definen son de carácter topográfico, geométrico y de costos.

III.2.3.- Construcción de la Capa Subrasante.

En cuanto a los procedimientos de construcción, la compactación se debe realizar utilizando el equipo más adecuado, de acuerdo a sus características. En

forma general, se construye mediante dos capas de 15 cm de espesor mínimo.

Cuando los materiales que se encuentran en las zonas cercanas a la obra no cumplan con las características marcadas en las normas, se requiere estabilizarlos en forma adecuada, ya sea mecánica o químicamente; en otras ocasiones para construir las terracerías, es necesario formar caja y sustituir el material extraído por otro de características adecuadas; a menudo este es el caso para construir la capa subrasante en cortes.

A veces, se tiene que el material de los cortes es adecuado para utilizarse en la capa subrasante, por lo que este no debe acarrear de préstamos de banco, sino que se utiliza el mismo material, y para que no se tenga salientes en la cama de corte y que la compactación sea constante, se escarifican 15 cm del material se humedece en forma homogénea, se extiende dando el bombeo o sobre elevación de proyecto y se compacta al 95% de su PVSM.

III.2.4.- Terracerías en Caminos de Bajo Volumen de Tránsito.

En lo que respecta a caminos de bajo costo, o sea, aquellos que tienen un movimiento máximo de 100 vehículos por día, se deben construir de tal forma, que aseguren el tránsito durante todas las épocas del año, para lo cual debe estar resuelto completamente su drenaje artificial y tener una superficie de rodamiento adecuada.

Para proporcionar esta superficie de rodamiento, estos caminos se deben de construir de tal forma, que cuenten con pendientes longitudinales adecuadas para este tipo, que en zonas montañosas pueden lle--

gar hasta del 15% y curvaturas de 65° máximo.

El criterio del proyectista tiene mucha importancia en esta clase de caminos, porque si la zona de influencia se puede desarrollar en muy poco tiempo, o el tramo de que se trata formará parte de un camino troncal, las especificaciones serán más rígidas; en caso contrario, las especificaciones a usar serán de tipo brecha.

Si el espesor general de las terracerías es menor de 40 cm, estas pueden colocarse a volteo con el acomodo que proporcione el equipo de acarreo; si la altura es menor a la indicada, se deberá utilizar el equipo de compactación adecuado y alcanzar un grado del 90%.

Cuando las terracerías son bajas, con el material que se extrae al formar las cunetas se pueden conformar las terracerías, dando las pendientes transversales necesarias; este trabajo puede realizarse a mano, o con maquinaria aunque se ha visto que esta última es económicamente aceptable cuando los volúmenes a mover son mayores de 5,000 m³/km en promedio.

Sobre las terracerías se colocará el revestimiento que de preferencia debe ser granular, con las características de resistencia (VRS), plasticidad y valor cementante que se marca en la Fig. III.7.

Para este tipo de caminos se debe hacer hincapié en que los materiales inertes, sin valor cementante, no son adecuados para ser usados como revestimiento provisional. Además, las partículas deben ser duras debiéndose desechar materiales como lutitas, argiritas, "choy", etc, que aunque en los bancos parecen duras, se intemperizan muy rápidamente.

Es común que en las zonas montañosas, con alto régimen pluviométrico y con terracería de tipo plástico, la conservación se torna demasiado cara, ya que el revestimiento se incrusta en el terreno natural; por tal motivo es conveniente que se mejore este último, desde la construcción, mediante estabilización con cal hidratada o cemento portland, en un espesor de 15 cm y sobre esta capa se coloca el revestimiento.

Existen zonas en que no se tienen materiales adecuados para revestimiento, principalmente por su dureza; en estos casos, la superficie de rodamiento puede construirse mezclando material natural, por plástico que sea, 30% de gravas acarreadas de bancos adecuados, y 5% de cal hidratada o cemento portland. También se puede calcinar arcilla en forma de tabiques para después triturarlos por medio de una pequeña trituradora de quijadas. Se pueden tener hornos "hechizos" cuando más a cada 2 km a lo largo del camino.

En otras ocasiones, como en las zonas desérticas, sí se tienen materiales duros, pero normalmente inertes y no se cuenta con materiales para cementarlos; si se usan los materiales en esas condiciones puede ser que el tránsito los desaloje hacia la orilla o que se formen ondulamientos transversales al camino, que hacen que el tránsito sea incómodo y peligroso; en estos casos, lo más adecuado es mezclarles asfalto FR-3 en cantidades de 60 l/m^3 de material pétreo (80% del asfalto necesario para carpetas asfálticas) para darle suficiente cohesión, y una vez extendido y compactado, se le da un poreo, regando superficialmente 2.0 l/m^2 de FR-3

y cubriéndolo con arena de la región.

En zonas costeras en las que se cuenta con arenas de playa, la superficie de rodamiento puede formarse con ella, estabilizándola con asfalto FR-3 en proporción de 100 l/m^3 , sin necesidad de poreo posterior.

III.2.5.- Taludes en Terraplenes y Cortes de Caminos.

Para cualquier tipo de vía terrestre, se deben proyectar los taludes de terraplén y corte de acuerdo a los materiales del terreno natural y los de relleno.

En cortes los taludes usuales son de cero para roca firme; de un $1/4:1$ para pizarras, lutitas, calizas (material estratificado y consolidado), con echados horizontales o que no pongan en peligro la estabilidad (geológicamente se dice que son echados en contra del camino); de $1/2:1$ en tepetates, arcillas o rocas fisuradas.

En cuanto a los taludes de terraplenes, en general se utilizan de $1.5:1$, sin embargo, cuando se forman con arena de médalo o de playa es conveniente utilizar valores de $3:1$ hasta $5:1$, ya que el agua de lluvia los erosiona mucho, además en todos los casos, pero principalmente con materiales inertes es necesario se provoque el crecimiento de yerba para una mejor protección.

III.3.- Procedimientos de Construcción de Sub-bases y Bases.

Los procedimientos de construcción para las sub-bases y las bases, incluyendo las etapas de muestreo y pruebas preliminares, son como sigue:

III.3.1.- Exploración.

Características	Zona en que se clasifica el material de acuerdo a su granulometría		
	1	2	3
Tamaño máximo	7.5 cm	7.5 cm	7.5 cm
Contracción lineal (porcentaje, máx.)	7.5	5.0	4.0
Valor relativo de soporte (prueba Porter estándar) (porcentaje, mín.)	30	30	30
Valor cementante (kg/cm ³ , mín)	8.0	6.5	5.0

Fig. III.7. Cuadro que muestra las características para el revestimiento para caminos con bajo volumen de tránsito (hasta 500 vehículos diarios).

Se requiere efectuar una exploración completa de la zona en que se construirá la obra vial, a fin de encontrar posibles bancos para pavimentación. Para este fin es muy útil poder hacer uso de las fotografías aéreas, los reconocimientos de tipo terrestre, ya sea que se realicen a pie, en vehículo o a lomo de bestias.

Los materiales que se pueden utilizar para la construcción de sub-bases o bases de pavimento varían desde gravas, arenas de río o depósitos (aglomerados) o materiales ligeros o fuertemente cementados (conglomerados) o roca masiva. Existen materiales que aunque son finos, como el "sascab" de la península de Yucatán, de origen calcáreo, que cuando son de baja plasticidad, se comportan muy bien en estas capas; en cambio otros materiales que a simple vista parecen resistentes, pueden comportarse mal en las bases, como son los materiales pumíticos, que por un lado son fácilmente deleznable y al desmoronarse producen cambios volumétricos de las capas y, por otro lado, son de tipo resiliente,

es decir, que presentan rebote, o sea que bajo las cargas reducen su volumen en forma importante, pero al cesar la carga lo recobran; materiales como éstos son los "jales" que existen al rededor de Guadalupe, Jal., la piedra "pomez" o el "tezontle" tan abundante en la zona del eje volcánico, desde Colima hasta Veracruz. Estos pueden utilizarse en sub-bases o terracerías, si están empacadas en materiales finos, como tepetates de plasticidad aceptable. Hay otros que son muy duros al extraerse, pero que se intemperizan con facilidad, como las lutitas, las pizarras, el "choy" que no deben usarse en sub-bases o bases a menos que se utilicen en zonas francamente áridas.

III.3.2.- Muestreo, Pruebas de Laboratorio y Elección de Bancos.

Una vez que se han localizado probables bancos, se realizan sondeos preliminares, para tener idea de la calidad de los materiales, y si los resultados son positivos, se realizan sondeos definitivos en mayor número que los anteriores, para conocer la extensión del banco y la variabilidad del material. Los sondeos pueden ser a cielo abierto, cuya profundidad varía de 2 a 4 m en materiales poco o nada cementados; para materiales con regular cementación y rocas, se realizan perforaciones con máquina rotatoria.

Realizados los sondeos se efectúan los muestreos, que pueden ser en forma estratificada o integrales cuando se toman de los sondeos a cielo abierto o de frentes de ataque de bancos antiguos. De máquinas rotatorias se toman como muestra los trozos de materiales que se recuperan en los tubos utilizados. A

los materiales muestrados se realizan las pruebas necesarias y de acuerdo a los resultados y a la localización se hace la elección definitiva de bancos.

III.3.3.- Extracción y Acarreo de Materiales.

Para realizar la extracción de los materiales, se debe tomar en cuenta que aquellos que se encuentran en forma masiva se deben obtener con tamaños accesibles, que en obras viales son del orden de 25 cm como máximo. Para ello, en primer lugar se barrena la roca, se coloca dinamita y algún otro producto de nitrógeno que disminuya el costo, se colocan los estopines y se lleva a cabo la explosión. De acuerdo a la cantidad de explosivos que se colocan en los barrenos, a la posición en que se encuentran éstos, y a la dureza de la roca será el tamaño máximo de los fragmentos que se producen.

Una vez que se aflojo el material, ya sea producto de roca o de aglomerados, se cargan a los vehículos de transporte por medio de diferentes máquinas que se usan de acuerdo a la dificultad que se presenta por el tamaño máximo de los fragmentos; así, se puede realizar la carga por medio de palas manuales, de palas frontales o de palas mecánicas. El equipo de transporte deberá ser más reforzado a medida que los tamaños de los fragmentos de roca sean mayores.

III.3.4.- Tratamientos Previos.

En seguida se efectúan los tratamientos previos, o sea los que se llevan a cabo antes de llegar a la obra; estos tratamientos pueden ser de cribado o de trituración; en la mayoría de los casos en que se necesita alguna estabilización, principalmente de

tipo químico, también se realiza como tratamiento previo, y en todos estos casos se tienen plantas para realizar con eficiencia los trabajos necesarios.

III.3.5.- Acarreo a la Obra.

Los materiales tratados previamente, o los que pueden llevarse en forma directa del banco, se acarrearán a la obra, en donde se acamellonan, es decir, se hace un acordonamiento de sección constante para medir su volumen, en caso de que haya faltante, se deben realizar los recargos necesarios. Para acamellonar los materiales se utilizan motoconformadoras.

III.3.6.- Tratamientos en la Obra.

En seguida, a los materiales que lo necesitan, se les efectúan los tratamientos en el tramo, que en general son estabilizaciones mecánicas aunque en ocasiones también son de tipo químico. Para realizar estos tratamientos, con el material que constituye el mayor volumen, una vez acamellonado y medido, se forma una capa en parte de la corona de la obra, y sobre ella se coloca el material que se le va a mezclar en forma acordonada; si es necesario, se disgrega para luego mezclarlos con motoconformadoras hasta homogeneizarlos, después de lo cual conviene volver a acamellonarlos para comprobar el volumen, pues la suma de los volúmenes de materiales separados es mayor que cuando están unidos. Para realizar la revoltura en la obra, también se pueden utilizar mezcladoras mecánicas, que para realizar su trabajo requieren que los materiales ya estén debidamente disgregados.

III.3.7.- Compactación.

En seguida se efectúa la compactación del material, para lo cual se requiere humedecerlo con una cantidad de agua cercana a la óptima; esta humedad óptima de campo, en general es menor que la de laboratorio, porque las máquinas que se utilizan son de gran peso, aunque se debe compensar el agua que se evapora mientras se hacen los tratamientos. El agua no se riega de una sola vez, sino que se distribuye en varias pasadas de la pipa, que es el nombre del vehículo formado por un tractor y un tanque, con el que se humedece el material.

El material acamellonado se abre parcialmente hacia la corona de la obra y pasa la pipa haciendo un primer riego, luego la motoconformadora abre una nueva cantidad de material y la coloca sobre el ya humedecido, vuelve a pasar la pipa y así en seguida, hasta que se proporciona toda el agua necesaria; en seguida se homogeneiza la humedad en todo el material por medio de la motoconformadora, que hace cambios sucesivos del material hacia un lado y otro, sobre la corona de la obra.

Ya que se consiguió uniformar la humedad en todo el material se distribuye a través de la corona, para formar la capa con el espesor suelto necesario. Se debe cuidar que el material no se segregue, es decir, que no se separe los finos de los gruesos; para ello es conveniente que el material húmedo se coloque en el centro de la corona y se vaya distribuyendo hacia los lados por medio de la o las motoconformadoras que operan a una velocidad moderada, más bien baja.

Una vez que se tiene extendido el material, se compacta hasta alcanzar el grado de proyecto que en ge

neral es de 95% del PVSM, aunque últimamente se ha estado pidiendo el 100%. A este respecto cabe mencionar que para pasar de 95 a 100% de compactación, se requiere de un gran esfuerzo o energía que se traduce en un mayor costo; sin embargo, el aumento de resistencia es relativamente bajo; en este caso valdría más la pena agregar un poco de cal o cemento portland con lo que sí se aumentaría la resistencia en forma considerable.

La compactación de este material se realiza con máquinas de rodillos sin salientes, ya sea metálicos lisos o cajas con neumáticos; el peso de estos equipos puede variar entre 15 y 25 Ton.; si se cuenta en ellos con la unidad vibratoria, la eficiencia para obtener la compactación es mayor.

Para darle una sustentación adecuada a las carpetas asfálticas delgadas, conviene que la base tenga un valor cementante de acuerdo a las especificaciones; esta cementación, si el material natural no la tiene, se le debe proporcionar mezclándole algún otro de baja plasticidad como limo, caliches, tepetates silicosos o arenas arcillosas, cuyo índice plástico sea menor a 18% o contracción lineal a 6.5%.

Además de la necesidad que se tiene de cementar las bases para que no aparezcan deformaciones cíclicas en la superficie de rodamiento, se tienen otras propiedades secundarias que busca el constructor: los materiales de sub-base y base con cementación son más fácilmente compactables y disminuyen los costos de conservación en la obra. Para que no se abuse de la cementación, se debe recordar que las especificaciones en cuanto a VRS, plasticidad y valor cementante se deben cumplir simultáneamente.

III.3.8.- Riego de Impregnación.

Una vez alcanzado en las bases el grado de compactación de proyecto, se dejan secar superficialmente durante varios días, una vez que se tiene a la capa en esa condición, se barre para retirar de ella la basura, polvo y partículas sueltas que pueda haber; esta operación se puede realizar con cepillos manuales o mecánicos. En seguida, se debe proporcionar a la base un riego llamado de impregnación, que se realiza distribuyendo asfalto FM-1 en proporción de 1.5 l/m^2 . Este riego de impregnación sirve para tener una zona de transición, entre la base de materiales naturales y la carpeta asfáltica. El asfalto debe penetrar en la capa de base cuando menos 3 mm; si la superficie de la capa esta muy "cerrada" es posible que se deba a que tenga un exceso de finos y el riego es probable que no penetre; en estos casos, conviene cambiar la granulometría, reduciendo los finos para proporcionar la penetración del asfalto; si la base por el contrario está muy abierta, conviene que la proporción de asfalto se aumente a 1.8 l/m^2 , para que cumpla su finalidad.

III.3.9.- Bases con Estabilización Química.

Cuando las bases son de tipo de suelo cemento, una vez incorporado el cemento portland y homogeneizada el agua, de inmediato se extiende al material en la corona y se compacta. En cambio, si es del tipo de suelo mejorado, ya incorporados el cemento y el agua no se permite que se agrume el material, para lo cual es necesario que éste se revuelva 2 ó 3 veces al día durante 3 días, para luego agregar el agua necesaria, extender y compactar.

Si la base es de tipo asfáltico, éstas se pueden e-

fectuar en plataformas, en plantas en frío o en caliente, siguiendo los procedimientos que se indicarán en los siguientes incisos correspondientes a carpetas asfálticas ya que sólo se diferencian de éstas en el tamaño máximo del agregado y la cantidad de asfalto.

III.4.- Procedimientos de Construcción de Carpetas Asfálticas.

Son tres los tipos de carpetas asfálticas más usadas en el país:

- 1.- Por riegos.
- 2.- Mezclas en el lugar.
- 3.- Concretos asfálticos.

III.4.1.- Carpetas por el Sistema de Riegos.

Las carpetas por riegos consisten en una serie de capas sucesivas de productos asfálticos y pétreos sobre la base impregnada.

La forma de construir las carpetas por riegos es la siguiente:

Sobre la base impregnada se da un primer riego de producto asfáltico que se cubre con un riego de material pétreo más grueso que se vaya a usar, por medio de una compactadora de rodillo liso de 10 ton; se le da un acomodo haciendo 3 cubrimientos de la superficie. En seguida se repite toda la operación, sólo que el material pétreo será de dimensiones menores al usado con anterioridad; en seguida, utilizando material pétreo más fino se vuelve a repetir toda la operación; es decir, se da un riego de asfalto fluidificado, se riega el material pétreo y se acomoda con un rodillo liso. Se deja una semana para que fragüe el producto asfáltico (se evaporen

los solventes) y después, por medio de un barrido manual o mecánico, se retira el material fino que no esté adherido al resto de la estructura. Esto es muy importante para evitar contratiempos a los usuarios, pues cuando no se hace o se realiza en forma defectuosa, se pueden romper los parabrisas con las partículas que son expelidas hacia atrás por las llantas de los vehículos.

El tipo de carpeta construido como se indicó, se denomina de tres riegos, y los materiales pétreos que se utilizan tienen granulometría de tipo uniforme, es decir de una gama corta de tamaños.

Estos, materiales se denominan: material 1, el más grueso, y su gama de tamaños es entre 25.4 mm (1 plg) y 6.35 mm (1/4 plg); al material de tamaño intermedio se denomina Núm. 2, varía de 12.7 mm (1/2 plg) a 2.38 mm (Núm. 8) y por último, el más fino con granulometría entre 9.51 mm (3/8 plg) y 0.42 mm (Núm. 40) se denomina Núm. 3. Las especificaciones completas para la granulometría de estos materiales, se pueden ver en la Fig. III.8.

También se tienen carpetas de dos y un riego para las que el procedimiento de construcción es semejante, sólo que en ellas se omiten uno o dos de los ciclos mencionados: el correspondiente al material 1 para la carpeta de dos riegos y los de los materiales 1 y 2 para la de un riego.

Las cantidades aproximadas de material pétreo y cemento asfáltico se muestran en la Fig. III.9.

Los productos asfálticos que se utilizan en estas carpetas de riegos son: rebajado de tipo FR-3 y emulsiones de rompimiento medio; en la Fig. III.9 se dan las cantidades de cemento asfáltico necesarias para calcular la cantidad de producto líquido,

ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS PARA MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEEN EN CARPETAS ASFALTICAS POR EL SISTEMA DE RIEGOS O PARA RIEGOS DE SELLO

DENOMINACION DEL MATERIAL PETREO	POR CIENTO QUE PASA LA MALLA										
	50.8 mm. (2")	38.1 mm. (1 1/2")	32.0 mm. (1 1/4")	25.4 mm. (1")	19.0 mm. (3/4")	12.7 mm. (1/2")	9.51 mm. (3/8")	6.35 mm. (1/4")	4.75 mm. (Núm. 4)	2.38 mm. (Núm. 8)	0.420 mm. (Núm. 40)
1			100	95 Mín.		5 Máx.		0			
2					100	95 Mín.		5 Máx.		0	
3-A						100	95 Mín.			5 Máx.	0
3-B							100	95 Mín.		5 Máx.	0
3-E						100	95 Mín.		5 Máx.	0	

Fig. 111. B. Especificaciones para materiales pétreos que se emplean en carpetas asfálticas por el sistema de riegos o para riegos de sellos (material 3).

Carpeta	Materiales	1a. Copa (1/m ²)	2a. Copa (1/m ²)	3a. Copa (1/m ²)
3 riegos	Cemento asfáltico pétreo	0.6-1.1 #1: 20-25	1.1-1.4 #2: 8-12	0.7-2.0 #3: 6-8
2 riegos	Cemento asfáltico pétreo	0.6-1.0 #2: 8-12	0.8-1.1 #3: 6-8	
1 riego	Cemento asfáltico pétreo	0.6-1.0 #3: 8-11		

Fig. 111.9. Cantidades de material pétreo y cemento asfáltico que se recomiendan para la construcción de carpetas por el sistema de riegos. Para conocer la cantidad de asfalto rebajado o emulsificado, la cantidad aceptada de cemento asfáltico, se divide entre el porcentaje de este material contenido en el producto asfáltico y es el resultado de una prueba de destilación.

se deberá dividir la cantidad escogida, entre el porcentaje en decimal, de la cantidad de cemento asfáltico que está contenido en el producto que se vaya a utilizar, de acuerdo a la prueba de destilación correspondiente. La cantidad apropiada que se debe utilizar en cada caso depende de la densidad y absorción del material pétreo, así como del tipo de producto asfáltico que se vaya a utilizar. Lo conveniente es que se hagan pequeños tramos de pruebas variando las cantidades entre los rangos recomendados en la Fig. III.9 y elegir las proporciones que se comporten mejor.

III.4.2.- Carpetas Asfálticas de Mezclas en el Lugar o en Frío.

Las mezclas asfálticas elaboradas en el lugar, se ejecutan utilizando materiales pétreos de granulometría continua; las normas establecen 2 zonas que se muestran en la Fig. III.10; la granulometría del pétreo debe tener una forma semejante a las que marcan las fronteras entre las zonas; el material pétreo se mezcla a la temperatura ambiente; se pueden utilizar en la mezcla; rebajado asfáltico FR-3 (que se caliente a la temperatura adecuada) o emulsión de rompimiento medio; la mezcla se puede realizar con motoconformadoras o con mezcladoras semifijas.

III.4.2.1.- Procedimiento de Construcción para Mezclas Elaboradas en el Lugar o en Frío.

El procedimiento de construcción para este tipo de carpeta es como se indica a continuación.

III.4.2.2.- Elección de Bancos.

**ZONA DE ESPECIFICACION GRANULOMETRICA
PARA MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEAN
EN CONCRETOS ASFALTICOS**

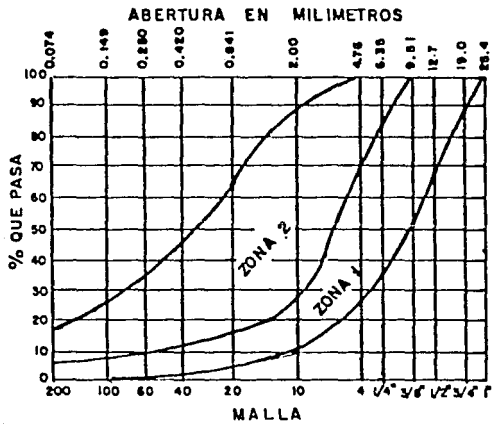
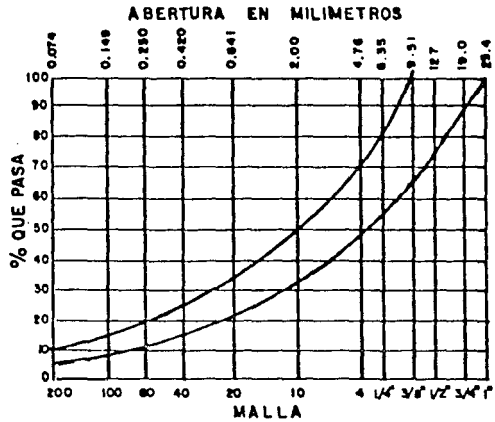


Fig. III.10. Zona en la que deben localizarse los granulométricos de los materiales pétreos para (a) concretos asfálticos; (b) mezclas en el lugar.

Con este fin se hace una exploración de la zona que atravesará la obra y sus alrededores; en seguida, se muestrean los bancos de depósito en ríos y arroyos, los materiales de mina, los bancos de conglomerado y las rocas que pudieran utilizarse; se obtiene el contenido óptimo de asfalto para cada material y al final, tomando en cuenta la calidad de las mezclas elaboradas y los estudios económicos, se elegirán los bancos a utilizarse en la obra de que se trate.

III.4.2.3.- Ataque de los Bancos. Si se trata de materiales conglomerados o de roca firme, se tendrá que hacer uso de explosivos y la extracción se hará con palas frontales o palas mecánicas; si se trata de materiales conglomerados, la extracción se puede hacer ya sea con palas manuales frontales o con dragas.

III.4.2.4.- Tratamientos Previos.

En el caso de las mezclas elaboradas en el lugar, los tratamientos previos pueden ser de cribado o triturado de acuerdo al desperdicio que tengan los materiales.

III.4.2.5.- Transporte a la Obra.

Una vez que se ha realizado a los materiales el o los tratamientos previos, se transportan a la obra en donde por medio de una motoconformadora se acamellonan y se mide el volumen acarreado con lo que se hacen los ajustes necesarios si es que falta o sobra, de acuerdo con los espesores de proyecto y se calcula la cantidad de producto asfáltico que se requiere. En este caso se puede

corregir el porcentaje óptimo de asfalto en el laboratorio si es que hay cambio en la granulometría.

III.4.2.6.- Mezclado.

Una vez que se ha calculado la cantidad de asfalto para regarse en un tramo de longitud determinada, se va abriendo con la motoconformadora el material pétreo cubriendo parte de la corona de la obra, sobre este material se riega asfalto por medio de una petrolizadora. La motoconformadora volverá a abrir material acamellonado (esparcirlo sobre el anterior) y la petrolizadora regará otra parte del asfalto calculado. Estas operaciones se volverán a realizar hasta que se incorpore, en pasadas completas de la petrolizadora, todo el asfalto necesario. A partir de este momento, la motoconformadora empezará a mezclar el material pétreo y el asfalto, pasándolos de un lado a otro de la corona, hasta que se homogeneice completamente el asfalto. Si el contenido de solventes en la mezcla, es mayor a 0.09 con respecto a la cantidad de cemento asfáltico utilizado, se seguirá moviendo la mezcla con la motoconformadora, hasta que este contenido esté abajo de ese valor.

III.4.2.7.- Tendido.

Una vez alcanzado lo anterior se procede a dar, sobre la base impregnada y barrida, un riego de liga con asfalto rebajado FR-3 en proporción de 0.7 l/m^2 , y de inmediato se extiende la mezcla sobre la corona con un espesor constante; para que no haya segregación de materiales es conveniente que se acamellone toda la mezcla hacia el

centro y que las motoconformadoras lo vayan extendiendo hacia las orillas a baja velocidad.

III.4.2.8.- Compactación

Ya extendida la mezcla, se procede a compactarla para lo cual se pueden utilizar rodillos neumáticos, o rodillos lisos o ambos con pesos entre 8 y 15 Ton, hasta alcanzar 95% del peso volumétrico de la prueba de Porter estándar. Al final de la compactación, se borran las huellas de los neumáticos por medio de un rodillo liso, que cierre a media rueda toda la superficie compactada.

III.5.- Carpetas de Concreto Asfáltico.

Las carpetas de concreto asfáltico son mezclas de materiales pétreos y cemento asfáltico; como este último a temperatura ambiente es sólido, es necesario que la elaboración se efectue en una planta en la que se calienta hasta 140°C y, por consiguiente, también se calienta el material pétreo, lo que se hace hasta la temperatura de 160°C.

Debido a las características del cemento asfáltico, este tipo de carpetas tiene características de tipo elástico, con ruptura de tipo frágil y de poca resistencia, principalmente a bajas temperaturas, por lo que este tipo de carpetas no deben construirse sobre bases naturales, con módulos de elasticidad bajos, que pueden tener deformaciones bajo la acción del tránsito, sino que se deben construir sobre bases rigidizadas con cal hidratada o cemento portland o sobre bases asfálticas.

El material pétreo que se utiliza en este caso, en general es roca triturada del tipo basalto, andesita o reolita sanos, aunque también pueden ser bancos de

grava-arena, de minas, playones de río o arroyo; con viene que estos dos últimos tipos tengan bastante desperdicio de triturar, ya que, como muchas veces son materiales redondeados, puede ser que la mezcla no pase las normas de resistencia, pero al triturarse producen superficies rugosas que mejoran su calidad.

III.5.1.- Procedimientos de Construcción para Carpetas de Concreto Asfáltico.

El procedimiento de construcción, para este tipo de carpetas es como sigue:

III.5.1.1.- Exploración y Muestreo.

Se eligen los bancos de material pétreo, que en general serán de roca masiva como basalto, riolitas, andesitas, calizas, o bien, bancos de conglomerados o aglomerados; pero conviene que éstos últimos tengan suficiente desperdicio para ser triturados; si el tipo de material que se va a utilizar por no haber otro tiene un fuerte porcentaje de partículas lisas, es conveniente que se les produzca una superficie rugosa, pasando el material por una trituradora, aunque sea necesario reducir los tamaños.

Los probables bancos se sondan, ya sea con máquinas rotatorias o a cielo abierto y se realizan los muestreos correspondientes; los materiales se llevan a laboratorio para realizar las pruebas de identificación y por fin hacer la selección de los bancos que se usarán en la obra, en esta etapa.

III.5.1.2.- Proyecto de Granulometría.

Se hace el proyecto de granulometría en el laboratorio y se encuentra el contenido óptimo de asfalto (cemento). Con base en la granulometría se calibra el abastecimiento de la planta mezcladora.

III.5.1.3.- Extracción, Trituración y Cribado.

Se hace la extracción del material, para rocas y conglomerados duros se necesitan explosivos, y para la carga se requieren desde palas manuales en aglomerados hasta palas mecánicas para fragmentos de roca. Se realiza el triturado y cribado del material, para lo cual en general se requiere de una trituradora de quijadas, una o dos de cono o de rodillos, cribas y bandas. Es conveniente que se realicen almacenamientos con 3 ó 4 tamaños diferentes.

III.5.1.4.- Primer Proporcionamiento.

En la planta de mezclado, se realiza un primer proporcionamiento aproximado de pétreos en frío, por medio de cargadores frontales o utilizando las compuertas de las tolvas, auxiliadas de bandas. Este primer proporcionamiento se hace para que no haya posibilidad de suspender el mezclado por falta de material de algún tamaño.

III.5.1.5.- Secado y Calentamiento.

Por medio de elevadores de conglones, el material se lleva al cilindro de calentamiento y secado, aquí el pétreo se calienta entre 150°C y 170°C. En esta etapa, la planta produce una gran cantidad de polvo que se va a la atmósfera, a no ser que se tenga un equipo especial de captación

que en la actualidad es obligado para evitar la contaminación del aire.

III.5.1.6.- Mezclado.

Ya con la temperatura necesaria, el pétreo se eleva otra vez con cangilones a la unidad de mezclado, en donde, en primer término, se hace un cribado para alimentar a 3 ó 4 tolvas con material de diferentes tamanos. Se pesa la cantidad de pétreos necesaria de cada una de ellas y se deposita en la caja mezcladora en donde se provee del cemento asfáltico, a una temperatura de 130°C a 140°C. Se realiza la mezcla hasta su completa homogeneización y, por último, se hace el vaciado al equipo de transporte o a un silo de almacenamiento provisional.

Existen dos tipos de plantas: de producción discontinua o de "bachas" y de producción continua. En la primera, se hace el mezclado en una caja, en donde se depositan el pétreo y el asfalto a la temperatura necesaria y por medio de espas se hace el mezclado, hasta su homogeneización; en general, para llenar un camión, se necesitan de 3 a 4 ciclos de mezclado.

En las segundas, el material pétreo y el asfalto se proporcionan en forma continua, en un canal en el cual se tiene un tornillo sinfín de tal longitud que al final se tenga la mezcla homogénea y la producción se presenta en forma continua.

III.5.1.7.- Transportación y Extendido.

Se transporta la mezcla al tramo, a donde debe llegar a una temperatura de 110 a 120°C, para lo

que, si es necesario se deben utilizar lonas que la cubran durante el trayecto. Antes de colocar la mezcla se debe dar un riego de liga con FR-3 sobre la base impregnada, en proporción de 0.7 l/m^2 . Al llegar el equipo de transporte al tramo, descarga su contenido en la máquina extendedora, (finisher) que, forma una franja de mezcla asfáltica, evitando segregaciones de material y dándole una ligera compactación. Al terminar de vaciar un camión la mezcla que acarreo, se para el tren de extendido y luego, al ensamblarse el siguiente, se reanuda el trabajo, por lo que entre vehículo y vehículo se tiene una junta en donde puede haber una discontinuidad que deberá ser evitada o reducida por un equipo de rastrelleros, en número de 4 a 6 por extendedora, tienen como misión, además de lo anterior, la de asegurar una textura conveniente en la superficie y borrar las juntas longitudinales entre las franjas.

III.5.1.8.- Compactación.

A una temperatura mayor de 90°C , se debe iniciar la compactación de la franja, para lo que al principio se utiliza un rodillo de aproximadamente 7 Ton, para dar un primer armado y permitir posteriormente la entrada de equipo, con peso de 15 Ton aproximadamente, el cual no se puede usar desde el principio, porque produce deslizamiento de la mezcla. Se pueden utilizar rodillos lisos o neumáticos; al final se deben borrar las huellas de la compactación, utilizando un rodillo liso. El grado de compactación será de 95% como mínimo, con respecto al peso volumétrico de pro-

yecto, que no necesariamente corresponde al máximo. Para conocer este grado de compactación, se extraen corazones con máquinas rotatorias.

III.5.1.9.- Impermeabilización de Carpetas.

Además del control de compactación y de temperatura ya indicadas, se debe controlar la cantidad de asfalto en las mezclas y la granulometría del material pétreo; a 2 ó 3 días de compactada la mezcla, se hace la prueba de permeabilidad, aunque en este tipo de carpetas en general se cumple con las especificaciones respectivas; sin embargo, de ser necesario, o por requerirse de una capa de desgaste, se podrá sellar la carpeta. Como ya se dijo, una carpeta asfáltica debe ser bastante impermeable, por lo que si una carpeta nueva o una antigua no cumplen con esta característica, se deben sellar superficialmente, para lo cual se pueden utilizar principalmente dos procedimientos; riego de sello o mortero asfáltico.

III.5.1.10.- Riego de Sello.

El tratamiento de riego de sello es similar a la construcción de la carpeta de un riego, sólo que esta se hace sobre una base y aquel sobre una carpeta que se requiere impermeabilizar; aunque también sirve como capa de desgaste, para mejorar el coeficiente de rugosidad y aun para señalar la superficie de rodamiento, que los conductores reconocerán por el ruido de las llantas o por el color de la superficie. Se utiliza material pétreo Núm. 3 y producto rebajado de tipo FR-3 o emulsión de fraguado medio. En la Fig.

Material pétreo	3A: 0.7-1.0 l/m ²	3E: 0.8-1.0 l/m ²
Cemento asfáltico	8-10 l/m ²	9-11 l/m ²

Fig. III.11 , Cuadro de graduación y cantidades para riegos de sellos.

III.11 se dan las cantidades a usar.

El tratamiento de mortero asfáltico, que en inglés se denomina Slurry Seal, es una mezcla íntima de arena y emulsión asfáltica de fraguado medio o lento, que al momento de colocarse, tiene una consistencia pastosa. Las normas de material pétreo (arena) y las cantidades a utilizar se de éste y de la emulsión, se dan en la Fig. III.12.

Existen en el mercado diversos tipos de maquinaria móvil que a la vez que mezclan los materiales, los extienden en la superficie; aunque este tratamiento en general es más costoso que el anterior, tiene la ventaja que no deja partículas sueltas o semisueltas que con el paso de los vehículos pueden salir como proyectiles a altas velocidades y que en muchas ocasiones pueden ser causa de que se rompan los parabrisas de los vehículos, como puede suceder con el riego de sello.

Es por esto que en aeropuertos se utiliza el mortero asfáltico, pues las actuales turbinas se dañan seriamente con las partículas sueltas. En general todas las actividades para la construcción de las carpetas deben llevarse a cabo con mucho cuidado, y con buen control de calidad ya que, por ejemplo, cuando se incorpora menos

COMPONENTES	PROPORCIONES EN PORCENTAJE CON RESPECTO AL PESO SECO DEL MATERIAL PETREO
Emulsión asfáltica	18-25
Agua para dar la consistencia necesaria a la mezcla	10-15

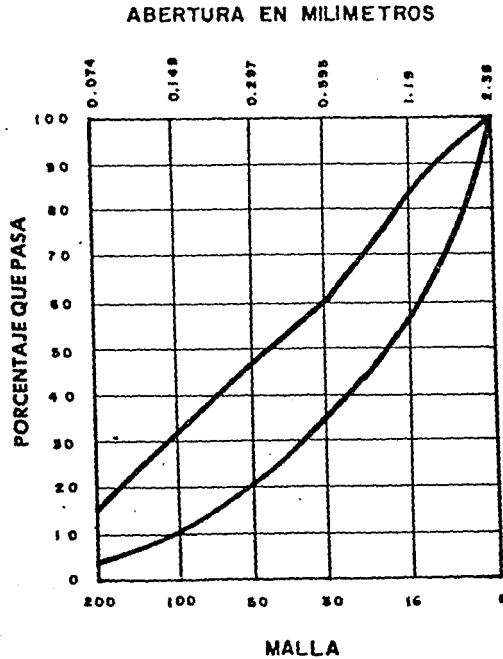


Fig. 11.12. Especificaciones de granulometría y cantidades para la elaboración de morteros asfálticos.

asfalto del necesario, la carpeta se desgranará; en caso de que se tenga más, el asfalto brotará a la superficie, tornándola lisa y resbaladiza; lo anterior se aplica en forma especial a los

riegos de sello, pues si no están bien ejecutados, pueden echar a perder una carpeta de buena calidad; por ello, el personal que realice este trabajo debe tener una amplia experiencia para la dosificación de los materiales pétreos y asfálticos ya que el tiempo transcurrido para colocar el material péteo depende del tipo de producto asfáltico que se haya utilizado; rebajado o emulsión y dentro de éstas si es catiónica o aniónica.

III.6.- Procedimientos de Construcción de Pavimentos Rígidos.

El procedimiento de construcción para una franja de losas de pavimento rígido es como se indica en seguida; por lo general se requiere más de tres franjas, por lo que el procedimiento se repetirá las veces que se necesite.

III.6.1.- Exploración y Muestreo.

Se eligen los bancos de los materiales pétreos (arena y grava), para lo cual es necesario realizar una exploración de la zona en donde se construirá la obra; los probables bancos, que pueden ser planchales de río o arroyo, depósito de materiales, aglomerados o conglomerados o roca, se muestrean y se llevan a laboratorio para que se realicen las pruebas de clasificación necesarias, con lo cual, previo estudio económico, se decide cuales de los bancos se van a utilizar y se recomiendan los tratamientos que se requieren.

III.6.2.- Dosificación.

Se elige el tipo y marca de cemento portland, así como los aditivos que se usarán y se encuentran

las proporciones en que intervendrán: cemento, agua, arena, grava y la cantidad y tipo de aditivo que se usará por unidad de peso o volumen.

III.6.3.- Extracción y Carga.

Se extrae el material de los bancos; si se trata de conglomerados o roca se deben utilizar explosivos y para cualquier material, dependiendo de los tamaños máximos, para cargarlos a los transportes se utilizan desde palas manuales, palas frontales, hasta palas mecánicas.

III.6.4.- Tratamientos Previos.

Se realizan los tratamientos previos necesarios, como cribado, triturado y lavado.

III.6.5.- Acarreo.

Se acarrean los materiales al lugar de mezclado, que puede ser al pie de la obra si se utilizan mezcladoras de uno a tres sacos, o a las plantas de mezclado.

III.6.6.- Mezclado.

Se realiza el mezclado de los materiales, para lo cual se deberán llevar a cabo las correcciones necesarias, principalmente por la humedad que contienen los pétreos; asimismo se hará la calibración de los envases o la velocidad de bandas o la abertura de compuertas, para que de acuerdo a la capacidad de la revolvedora se realice la dosificación de los materiales, que puede ser por volumen, por peso o por el gasto que proporcionan las bandas, si se usan.

III.6.7.- Preparación de la Sub-base y Cimbrado.

La sub-base debidamente compactada e impregnada se humedecerá para que no absorba agua del concreto fresco, cuidando de no provocar encharcamientos y una vez mezclados adecuadamente los ingredientes, se realiza el vaciado en el encofrado o moldes, los cuales se deben colocar con la debida anticipación y fijados de tal manera a la sub-base, que no vayan a tener movimientos con la presión del concreto fresco. También con anticipación, se debe colocar, si se va a utilizar, el acero necesario, ya sea que el proyecto marque el uso de pasa juntas o de acero continuo. Este acero debe de estar soportado de tal forma, que se encuentre a la mitad del espesor de la losa.

El encofrado habitualmente consiste de la cimbra lateral, de madera o acero, que debe tener una altura igual a la del espesor de proyecto de la losa y tener una sección transversal tal, que forme la junta de construcción longitudinal tipo bisagra.

III.6.8.- Colado.

El concreto vaciado en el encofrado deberá acomodarse o compactarse por medio de vibradores de inmersión para darle la densidad adecuada; en seguida, se enrasa la mezcla por medio de un vibrador de superficie, con lo cual se da el espesor necesario y un primer acabado.

En todas las operaciones indicadas en los incisos del 6 al 8 se deberá tener especial cuidado de no provocar la segregación de los materiales si así está indicado, se introducirá a la mezcla en los lugares marcados, con anticipación ya sea una lámina de acero o material plástico, para separar las

gravas en ese lugar. La lámina de acero se extraerá a los diez o quince minutos y la ranura se rellenará con lechada por medio de las llanas de los operarios.

III.6.9.- Acabado.

Se dará a la superficie el acabado necesario para que tenga el coeficiente de rugosidad que se requiere lo cual se puede hacer por medio de cepillos, escobas o utilizando telas fibrosas. Existen también máquinas acanaladoras especiales, que realizan un trabajo muy fino en la superficie de rodamiento y que además de aumentar la fricción entre llanta y superficie, evitan el acuaplaneo, ya que el agua de lluvia que no drena con rapidez hacia los lados, es atrapada por los pequeños canales al paso de los vehículos.

III.6.10.- Aserrado de Juntas.

Se elaboran las juntas transversales de contracción, para lo cual, en los lugares señalados por medio de una cortadora de sierra se forman muescas que servirán para debilitar la sección del concreto y obligarlo a que se agriete. El aserrado se debe realizar entre 24 y 36 h después del colado, de tal manera, que al elaborarse la muesca no se provoquen desprendimientos de concreto a los lados de la sierra.

III.6.11.- Sellado de Juntas.

Se deberán sellar lo más pronto posible estas muescas, para evitar que entren en ellos partículas extrañas que puedan provocar concentraciones de esfuerzo y posibles despostillamientos de las ori-

llas de losas.

Para el sellado se pueden utilizar materiales de tipo termoplástico, como el cemento asfáltico que endurecen al enfriarse, o los del tipo de fraguado térmico y curado químico, como el alquitrán de hulla con polisulfuro o poliuretanos, de venta en el mercado y que hayan tenido buen comportamiento regional.

También se deben efectuar las juntas de expansión, colocando los materiales de relleno y el aserrado en donde se requiera.

Las obras no se deben abrir al tránsito hasta que el concreto alcance la resistencia de proyecto.

IV.- CONCLUSIONES

IV.1.- Fundamentos Teóricos.

En el dimensionamiento de la superestructura de las obras viales la tecnología actual considera que éstas deben ser estables, permanentes y durables, tanto para soportar la acción del tránsito de los vehículos, como la de las condiciones ambientales para cada proyecto en particular. Una de las tendencias fundamentales que se han tenido en los últimos 25 años ha sido el tratar de aplicar alguna de las teorías desarrolladas por la Mécanica de Suelos, al sistema que constituye la superestructura.

Por una parte se reconocen actualmente dos tipos de falla en las superestructuras:

IV.1.1.- Falla Estructural.

Este tipo de falla implica el colapso por la acumulación de deformaciones permanentes excesivas en el sistema (falla de tipo plástico) o bien por deformaciones unitarias radiales intolerables (agrietamiento superficial), en el caso de los pavimentos asfálticos. En los pavimentos de concreto la falla estructural se manifiesta por la rotura de las losas de concreto.

En la Fig. IV.1 se presenta el modelo de falla estructural propuesto por Francis N. Hvem para pavimentos asfálticos, del cual se infiere que la capacidad estructural de un pavimento asfáltico es consecuencia de la interacción entre la resistencia a la tensión de la carpeta asfáltica y la resistencia al esfuerzo cortante de las capas inferiores.

IV.1.2.- Falla Funcional.

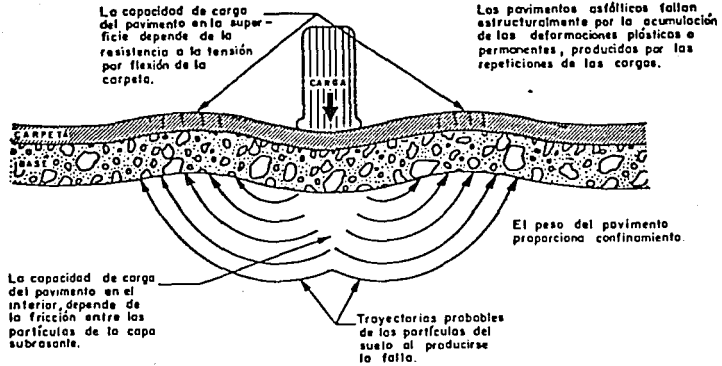


Fig. IV.1. Modelo de falla estructural de un pavimento asfáltico (Ref. 2)

Este tipo de falla consiste en la incapacidad de la superestructura de seguir cumpliendo con las funciones de comodidad, seguridad y economía para las que fue proyectada, que puede ir acompañada o no de falla estructural.

Las irregularidades longitudinales o transversales y la severidad y extensión de los deterioros que se van presentando en la superficie de rodamiento de las superestructuras, son los principales factores que intervienen en la ponderación de la falla funcional, que normalmente determina un Índice de Servicio Actual Fig. IV.2. En el caso de carreteras conforme al criterio establecido por la AASHTO, el Índice de Servicio de Rechazo es de 2.5, para caminos de primer orden y de 2.0, para los secundarios, valores que también han sido adoptados por la tecnología mexicana.

La falla funcional implica también la valuación de la seguridad con la que operan las obras viales, uno de cuyos principales factores es el relativo al coeficiente de fricción Fig. IV.2.

Normalmente, cuando no se ha llegado a la falla es-

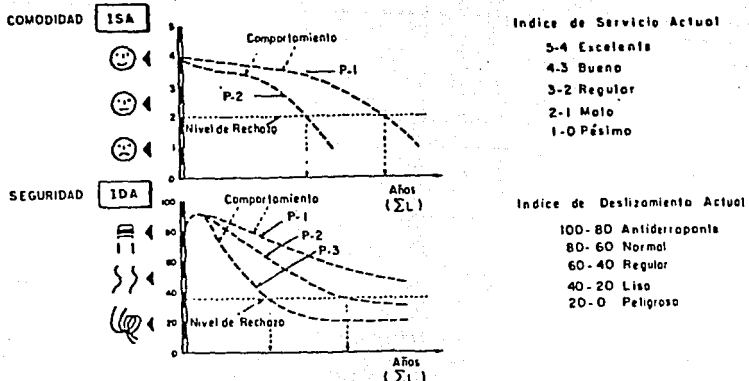


Fig.IV.2. Modelos de falla funcional de pavimentos

tructural, las fallas funcionales pueden ser corregidas mediante la aplicación de prácticas de conservación apropiadas.

Las ecuaciones introducidas por el experimento a escala natural realizado por la AASHO en los cincuenta, en las que se involucran las medidas de las deformaciones permanentes (roderas), la comodidad de rodaje de los vehículos y la extensión y severidad de grietas y parcheos, han introducido el concepto casi universal de falla funcional para carreteras. No obstante, dichas ecuaciones no pueden ser aplicadas indiscriminadamente, debido a que las prácticas de construcción, los diversos climas y otros factores dan lugar a diversos modos predominantes de falla, cuyo peso en el análisis de comportamiento de pavimentos, dan como resultado otros coeficientes muy diferentes de los recomendados por la AASHO. Aparentemente en México el modo predominante de falla, o por lo menos el más común en pavimentos asfálticos, es de acumulación de deformaciones permanentes; por tal motivo, el Instituto de Ingeniería de la UNAM propone un fórmula más simple que to

ma en cuenta sólo este factor.

IV.1.3.- Modelos para el Análisis Estructural.

La mayor parte de los intentos que se han desarrollado para introducir modelos apropiados que representan en forma realista la estructura de los pavimentos y su comportamiento, han tropezado con enormes dificultades en la solución de las ecuaciones para definir esfuerzos y deformaciones del sistema, a medida que aumenta su complejidad.

Los sistemas de diseño para pavimentos asfálticos están basados en la suposición de que los materiales tienen un comportamiento elástico, son homogéneos e isótropos, a pesar de que su falla estructural real acontece por la acumulación de las deformaciones permanentes. Los modelos que consideran materiales viscoelásticos han tenido una aplicación muy limitada debido a las dificultades matemáticas y de computación, así como la complicación en la caracterización de los materiales que constituyen la estructura.

Aún hoy en día algunos métodos semiempíricos se fundamentan en la teoría desarrollada por Boussinesq en 1885 (Fig. IV.3). Sólo fue hasta 1943 cuando Burmister formuló ecuaciones para definir las deflexiones y esfuerzos de dos y tres capas, pero sólo proporcionó soluciones para las ecuaciones de las deflexiones superficiales en estructuras de dos capas. Acum y Fox primero, en 1951 y posteriormente Jones y Peattie en 1962, completaron los trabajos de Burmister en forma tabulada, y gráfica (Fig. IV.4). Posteriormente han proliferado soluciones al sistema elástico de multicapa y en menor proporción, de sistemas con materiales de comportamiento viscoelásti-

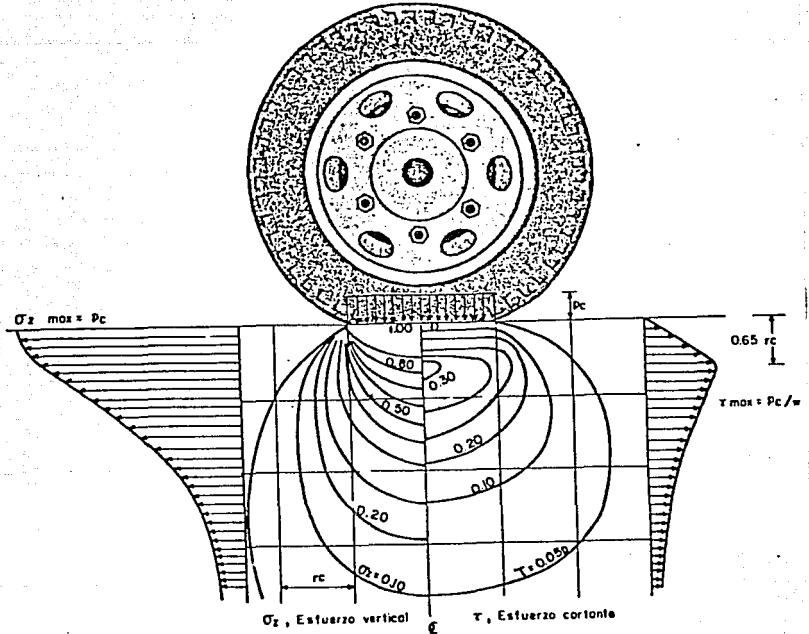
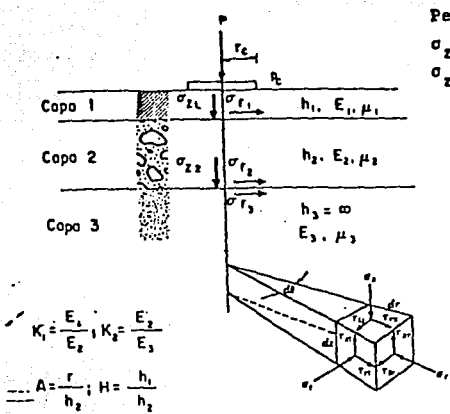


Fig.IV.3. Distribución de esfuerzos normales verticales y cortantes máximos conforme a Boussinesq

co. Estas soluciones han sido presentadas en programa de computación, como el programa BISTRO, los cuales son capaces de manejar sistemas muy complejos de carga, de estructuración, con muchos grados de libertad en las interfases de las capas y en las características de los materiales.

De las soluciones que pueden dar lugar los fundamentos teóricos descritos en forma tan breve, se pueden establecer los criterios limitativos de las deformaciones unitarias en la interfase inferior de la carpeta asfáltica (radial a tensión) y en la superficie de la subrasante (vertical de compresión).



Peattie:
 $\sigma_{z1} = p(ZZ1)$
 $\sigma_{z2} = p(ZZ2)$

Jones:
 $\sigma_{z1} - \sigma_{k1} = p(ZZ1-RR1)$
 $\sigma_{z2} - \sigma_{k2} = p(ZZ2-RR2)$
 $\sigma_{z3} - \sigma_{k3} = p(ZZ2-RR3)$

Tabla típica	Factores de Esfuerzo (Jones) para H = 0.25 y K1 = 20		
A	{ZZ1-RR1}	{ZZ2-RR2}	{ZZ2-RR3}
K2 = 2			
0.1	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	0.0000	0.0000	0.0000
0.3	0.0000	0.0000	0.0000
0.4	0.0000	0.0000	0.0000
0.5	0.0000	0.0000	0.0000
0.6	0.0000	0.0000	0.0000
0.7	0.0000	0.0000	0.0000
0.8	0.0000	0.0000	0.0000
0.9	0.0000	0.0000	0.0000
1.0	0.0000	0.0000	0.0000
K2 = 20			
0.1	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	0.0000	0.0000	0.0000
0.3	0.0000	0.0000	0.0000
0.4	0.0000	0.0000	0.0000
0.5	0.0000	0.0000	0.0000
0.6	0.0000	0.0000	0.0000
0.7	0.0000	0.0000	0.0000
0.8	0.0000	0.0000	0.0000
0.9	0.0000	0.0000	0.0000
1.0	0.0000	0.0000	0.0000
K2 = 200			
0.1	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	0.0000	0.0000	0.0000
0.3	0.0000	0.0000	0.0000
0.4	0.0000	0.0000	0.0000
0.5	0.0000	0.0000	0.0000
0.6	0.0000	0.0000	0.0000
0.7	0.0000	0.0000	0.0000
0.8	0.0000	0.0000	0.0000
0.9	0.0000	0.0000	0.0000
1.0	0.0000	0.0000	0.0000

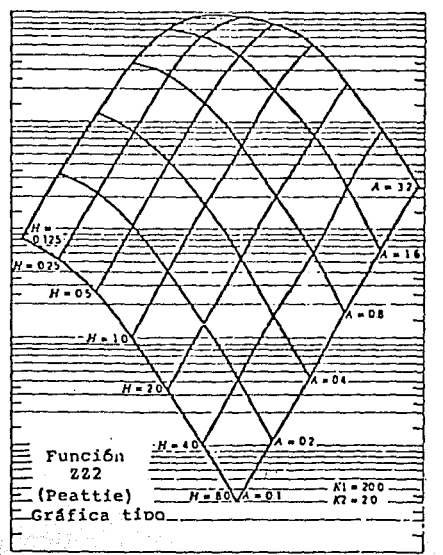
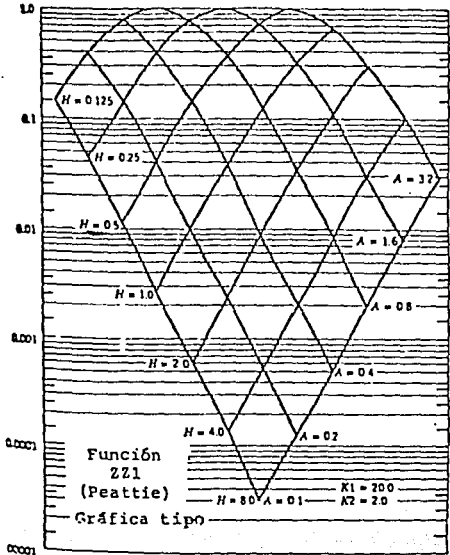


Fig.IV.4. Soluciones al sistema de tres copos (Jones y Peattie, 1962)

De las soluciones que resultan al aplicar los fundamentos teóricos descritos, los de mayor interés para el diseño estructural de pavimentos son las deformaciones unitarias radiales de tensión, que se presentan en la interfase inferior de la carpeta asfáltica, y las deformaciones unitarias de compresión verticales en la superficie de la subrasante. Las primeras dan lugar, debido a la aplicación repetitiva de las cargas, al agrietamiento de la carpeta por el fenómeno de fatiga; las segundas, a la falla estructural por la acumulación de las deformaciones permanentes de la subestructura. Los métodos teóricos modernos limitan los niveles de estas deformaciones unitarias como punto de partida para su aplicación (Figs. IV.5 y 6).

El diseño de pavimentos de concreto se fundamenta en la teoría desarrollada por Westergaard de 1927 a 1948, en la que se contemplan los esfuerzos de tensión por flexión en el concreto inducidas por las cargas del tránsito (Fig. IV.7), los debidos al alabeo por cambios de temperatura, y los ocasionados

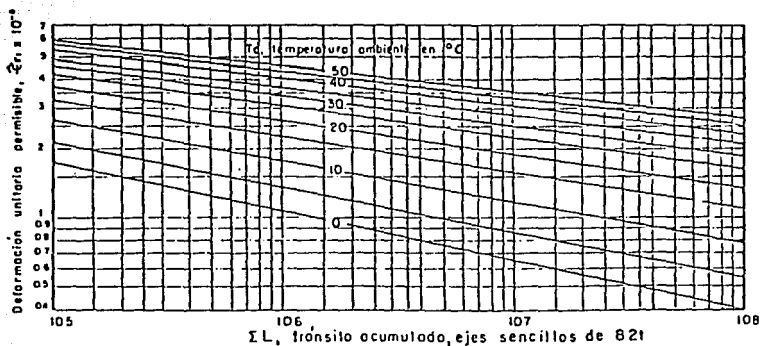


Fig.IV.5. Gráfico para definir la deformación unitaria permisible a la tensión ϵ_{r1} , para carpetas de concreto asfáltico

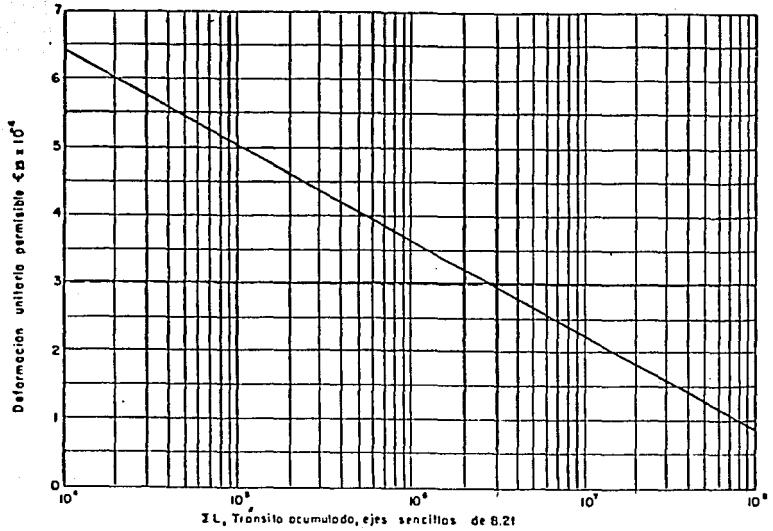


Fig. IV.6. Gráfico para definir la deformación vertical unitaria permisible, ϵ_v , de subrasantes

por la fricción en la interfase con la subestructura. El efecto por fatiga fue valuado en forma experimental por la PCA hasta 1966.

Las hipótesis de Westergaard consideran que el sistema losas de concreto-terreno de cimentación es de tipo elástico, que la interfase de ambos elementos es perfectamente rugosa y existe un contacto continuo en dicha superficie y, por último, se supone que el terreno de cimentación es semi-infinito, homogéneo e isotropo.

Las soluciones de las ecuaciones generales derivadas por Westergaard, para el cálculo de los esfuerzos a la tensión del concreto y de las deformaciones correspondientes, producidos por las cargas de los vehículos, han sido presentados en forma gráfica por Pickett y Ray en 1951 y como programa de computación por Packard, en 1967.

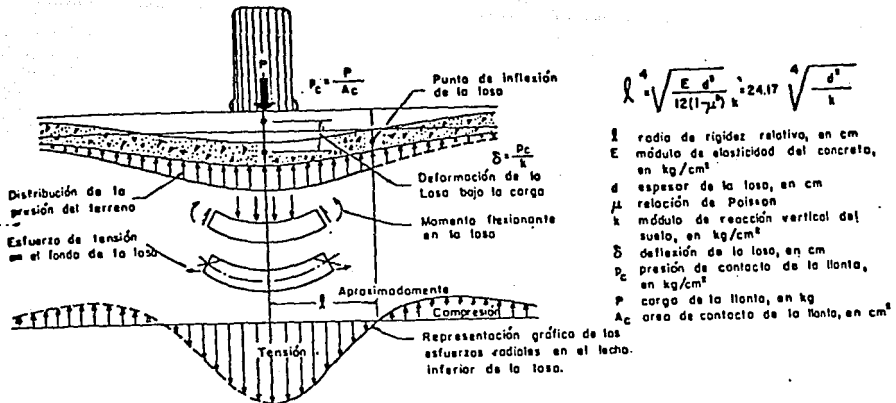


Fig.IV.7. Generación de esfuerzos y deformaciones en un pavimento de concreto, debido a la carga de una llanta, conforme a Westergaard.

IV.2.- Variables del Sistema.

La optimación en el diseño de las estructuras viales implica la valuación y el análisis detallado de las variables que intervienen y determinan su comportamiento.

Conforme a la concepción de Hudson y Finn, los pavimentos, como estructuras, constituyen un sistema, cuyo comportamiento está supeditado a un conjunto complejo de variables; las que intervienen en forma más significativa son las siguientes:

- Las propiedades mecánicas de la subestructura (capa subrasante, terracerías y terreno de cimentación).
- El tránsito.
- Las condiciones regionales (clima, posición del nivel freático, disponibilidad de materiales, etc.)
- Los procedimientos y la calidad de construcción.
- El tipo y calidad de conservación.
- Los criterios de decisión.

Dada la relevancia del factor que se incluye en prime

ra instancia, se trata con más detalle en el siguiente inciso IV.3.

En lo que se refiere a la valuación del tránsito para carreteras, a partir del experimento a fines de la década de los cincuenta realizado por la AASHO, se han generalizado las técnicas para expresar los diversos tránsitos mezclados, en función del número equivalente de ejes sencillos con peso de 8.2 ton, aceptado como "eje estandar" casi universalmente. A los pesos de vehículos comerciales, la AASHO les asignó coeficientes experimentales de equivalencia, para igualdad de daño en la superficie de los pavimentos.

En los estudios experimentales realizados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM dichos coeficientes de daño se hacen variar en función de la profundidad considerada, conforme a la distribución de esfuerzos propuesta por Boussinesq. En las tablas II.1 de las Figs. A, B, C, D, E, F, G, H, I y J se presentan los diversos coeficientes de daños propuestos por el Instituto de Ingeniería para los vehículos más frecuentes de la red nacional, bajo condiciones de vehículo cargado a los pesos legales por eje. Obviamente para determinar el tránsito acumulado equivalente a ejes con peso de 8.2 ton, también se requiere conocer el pronóstico de la tasa de crecimiento durante la vida útil de la estructura.

A pesar de que los modernos sistemas para ponderar el factor tránsito simplifican enormemente los procedimientos de diseño de las superestructuras viales, en la práctica se ha tropezado con algunas dificultades, debidas principalmente a la carencia de datos confiables de aforos que clasifiquen apropiadamente los diversos tipos de vehículos y donde sea posible conocer realísta mente sus pesos. Las tasas de crecimiento su-

puestas muy frecuentemente no se cumplen, sobre todo en caminos que abren nuevas zonas económicas. A raíz de la crisis económica de 1982 los tránsitos carreteros sufrieron un abatimiento súbito y considerable del orden del 30% en lo que se refiere a número de vehículos.

En lo que conierne al diseño de pavimentos para carreteras, parece preferible suponer tránsitos sobrees timados, pero programando su construcción por etapas, a reserva de verificar la evolución del tránsito con oportunos y sistemáticos aforos.

En México la clasificación del tránsito carretero se hace en términos de automóviles (A), autobuses (B) y camiones (C), que resulta insufiente para ponderar este factor, el segundo de mayor importancia en el diseño de pavimentos. Conforme a estadísticas obtenidas en diversas autopistas de la red nacional, se puede suponer una distribución relativa conforme se indica en la tabla IV.1 que a continuación se inserta.

En lo que atañe al diseño de pavimentos las condicio-

TABLA IV.1. COMPOSICION RELATIVA DE VEHICULOS PARA DIVERSOS TIPOS DE CAMINOS EN LA RED NACIONAL, EN PORCIENTO.

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

nes regionales que mayor influencia ejercen están la posición del agua subterránea y la temperatura del medio ambiente.

El contenido de agua de equilibrio en la subrasante, queda determinado por la mencionada situación del nivel freático, y como consecuencia, la resistencia y deformabilidad a considerar en dicha capa.

La temperatura, como agente del clima influye en las carpetas asfálticas, en lo referente a su módulo de elasticidad o lo que es lo mismo, en los niveles de deformación radial unitaria permisibles.

Los procedimientos constructivos inciden en el diseño de pavimentos más bien en lo que se refiere a la calidad y uniformidad, que a su vez determinan los factores de seguridad, niveles de confianza y tolerancias que se pueden adoptar durante el proceso de dimensionamiento de las diversas capas.

El tipo y calidad de la conservación definen en muchas ocasiones el tipo de estructura que se requiere diseñar.

Los criterios de diseño que usualmente se consideran en el dimensionamiento de las estructuras son: la disponibilidad de materiales apropiados, los métodos de diseño aplicados, los criterios de falla adoptados, los niveles de seguridad, las estrategias de construcción y refuerzos, las interferencias en la operación, problemas socioeconómicos, etc.

IV.3.- Caracterización de la Subestructura.

El dimensionamiento de las diversas capas de la superestructura vial, está fundamentalmente determinado por las características de la capa subrasante y las subyacentes. Se puede decir que son los factores de mayor importancia en el problema del diseño.

A pesar de que la Mecánica de Suelos ha aportado las bases para determinar las propiedades de interés en el problema, la tecnología de pavimentos ha desarrollado diversos ensayos de campo y laboratorio propios, de tal manera que muchos métodos han sido distinguidos gracias a tales ensayos. Elementalmente las pruebas para caracterizar los suelos en los que se apoyan las superestructuras viales pueden ser clasificadas en los siguientes tipos:

- a) Pruebas de indentación tipo CBR (Figs. IV.8 y 9).
- b) Pruebas de esfuerzo-deformación de tipo triaxial (Figs. IV.10 y 11).
- c) Pruebas de carga en placa (Figs. IV.12 y 13).
- d) Pruebas esfuerzo-deformación de tipo triaxial repe-

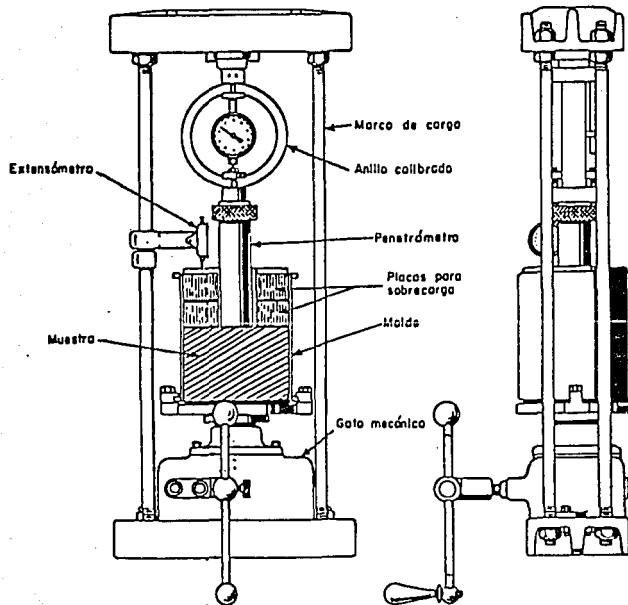


Fig. IV.8. Anillo de carga para la prueba de indentación tipo CBR

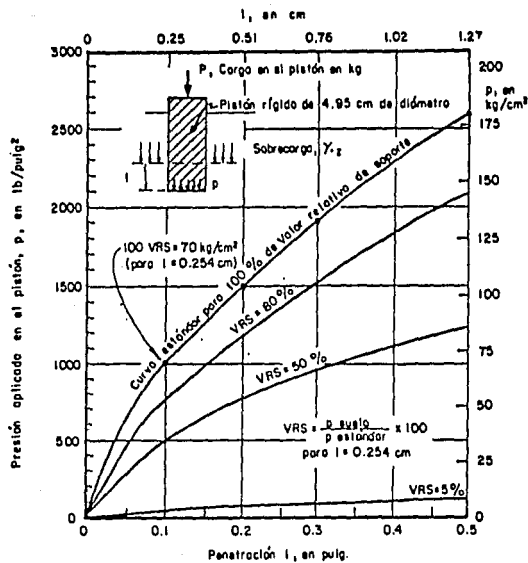


Fig. IV. 9. Resultados de la prueba de CBR

titivas.

e) Pruebas de fatiga.

El enfoque moderno para definir las propiedades esfuerzo deformación de la subestructura, se ha concretado a determinar las deformaciones permanentes, en tanto que las deformaciones unitarias radiales, de la fibra inferior de las capas superiores, son las que han interesado en las investigaciones de laboratorio. También ha despertado interés el análisis de las propiedades expansivas de los suelos, como subestructura de las obras viales, ya que estas son de tipo ligero y se ven afectadas en forma importante por este tipo de suelos (Fig. IV.14). Así, se han realizado técnicas para predecir los contenidos de agua finales o de

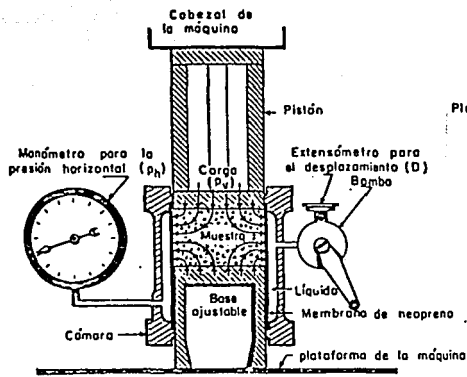


Fig. IV.10. Esquema del estabilómetro de Hveem.

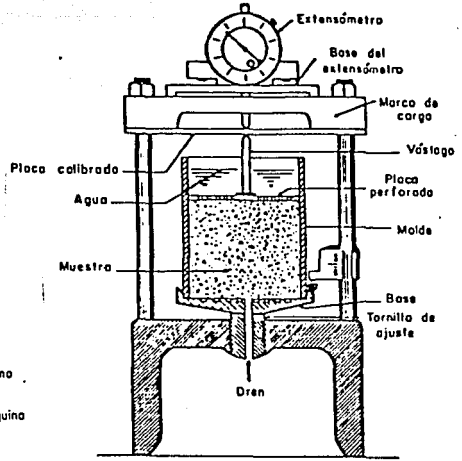


Fig. IV.11. Esquema del expansiómetro de Hveem

equilibrio de los suelos (Fig. IV.15).

Las pruebas de carga en placa han ido cayendo poco a poco en desuso excepto quizás para determinar el módulo de reacción vertical de la subestructura, para fines de diseño de pavimentos de concreto.

Es interesante hacer notar que, a pesar de lo elemental y discutible que es la prueba de indentación tipo VRS, sigue siendo en la actualidad el ensaye más difundido mundialmente y puede decirse que un 95% de las instituciones dedicadas al diseño de pavimentos,

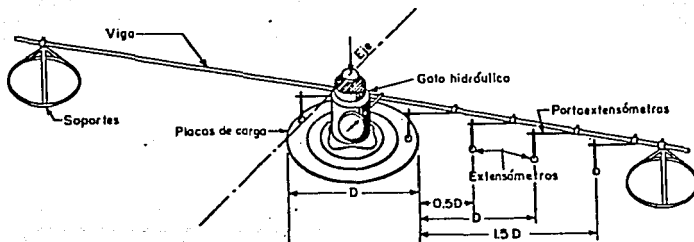


Fig. IV.12: Sistema de carga y deformación, en las pruebas de placa

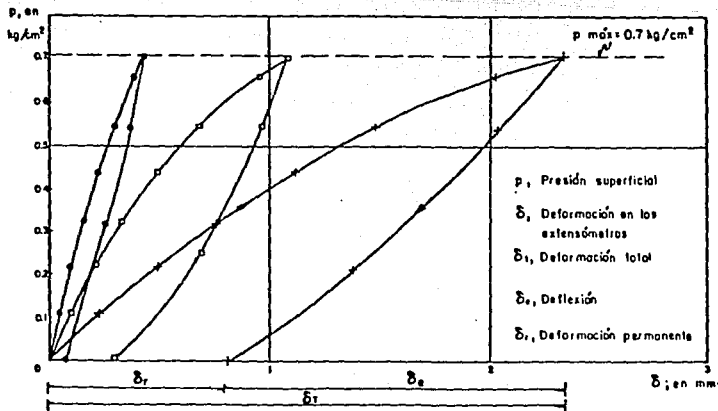


Fig. IV.13. Resultados típicos de la prueba de placa no repetitiva (ASTM 1196)

incluso las que utilizan la teoría elástica de tres capas como el método Kentucky siguen empleando el ensayo tipo CBR en su metodología. La predicción del CBR de campo, a partir del procedimiento indicado por el cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.E.U.U. requiere, sin embargo, amplia experiencia en la materia. La representación gráfica que se ilustra en la Fig. IV.16, es quizás la más idónea para definir este parámetro en suelos compactados, inclusive porque también es posible limitar la deformabilidad por expansión, cuando esta llega a presentarse.

La utilización de ensayos de tipo triaxial no ha tenido la aceptación práctica que era de esperarse. El método de Hvem, por ejemplo, permite no sólo conocer el comportamiento del suelo en lo que a esfuerzos cortantes se refiere, sino también sus características de deformabilidad por expansión, ante la eventualidad, por cierto muy probable, de saturación. Así también se limita la posibilidad de un abatimiento de su resistencia, por un contenido excesivo de agua duran-

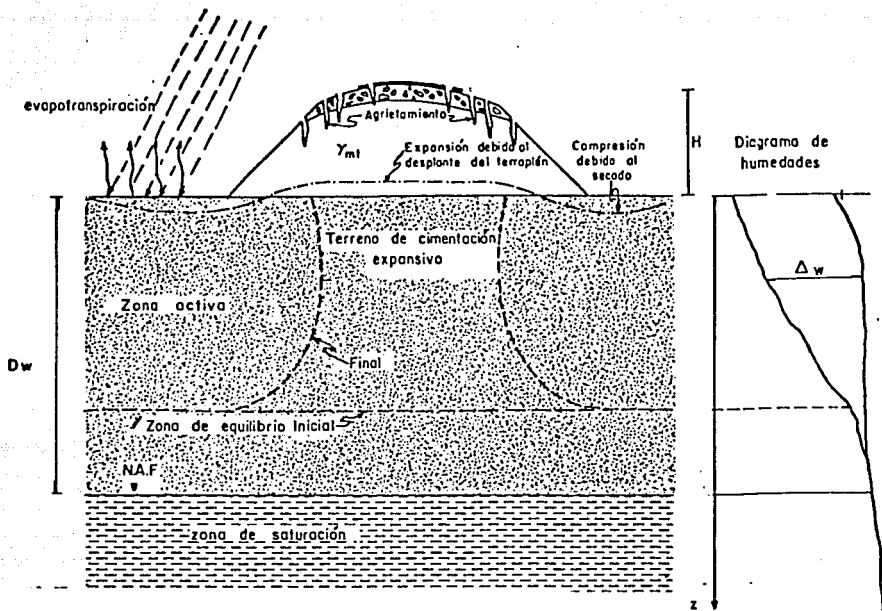


Fig.IV.14. Efecto de los suelos expansivos en las estructuras viales

te su proceso de compactación (presión de exudación). En todo caso, prácticamente todos los métodos de ensayos para caracterizar la subestructura formada por suelos compactados, son convencionales y arbitrarios, por más que se esfuercen en tratar de "representar" las condiciones que prevalecerán en campo. De hecho, el valor de estos ensayos estriba en la retroalimentación que pueda obtenerse de la observación directa, de estructuras construidas mediante los métodos de diseño que las avalan, ya sea con tramos experimentales o con las obras reales.

Se reconoce actualmente que aún existe mucho que investigar para llegar a métodos que caractericen en forma realista los suelos en los que se apoyan las subestructuras viales.

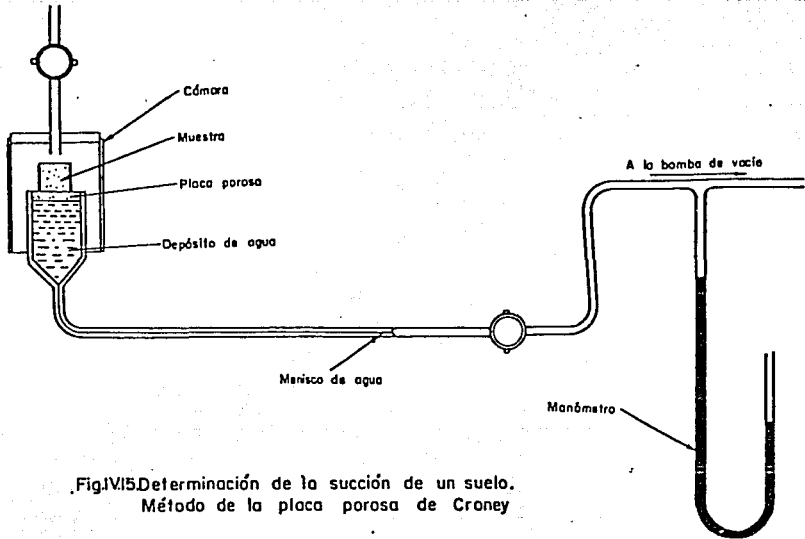


Fig. IV.15. Determinación de la succión de un suelo.
Método de la placa porosa de Croney

IV.4.- Métodos para el Dimensionamiento de las Superestructuras.

La tecnología para el diseño de superestructuras viales puede remontarse a los años veintes, durante los cuales la *Mecánica de Suelos* contribuyó principalmente en lo relativo a la clasificación de los suelos, para estos fines. El camino experimental de Bates, construido en Illinois, proporcionó los primeros datos básicos que se utilizaron por muchos ingenieros, durante varios años, para diseñar pavimentos.

A partir de entonces se ha desarrollado una tecnología que puede clasificarse en forma simplista de la siguiente manera:

IV.4.1.- Métodos que Contemplan Procedimientos Empíricos.

En estos métodos quedan incluidos aquellos que se fundamentan en ensayos de clasificación de suelos.

También se involucran los que utilizan los llamados

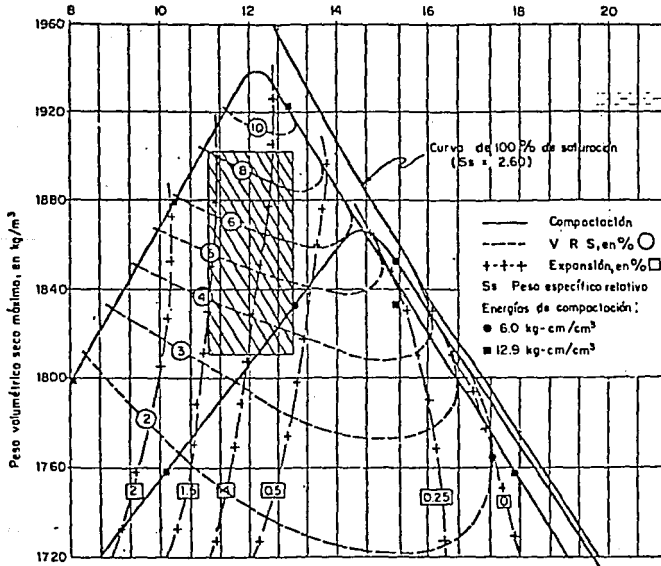
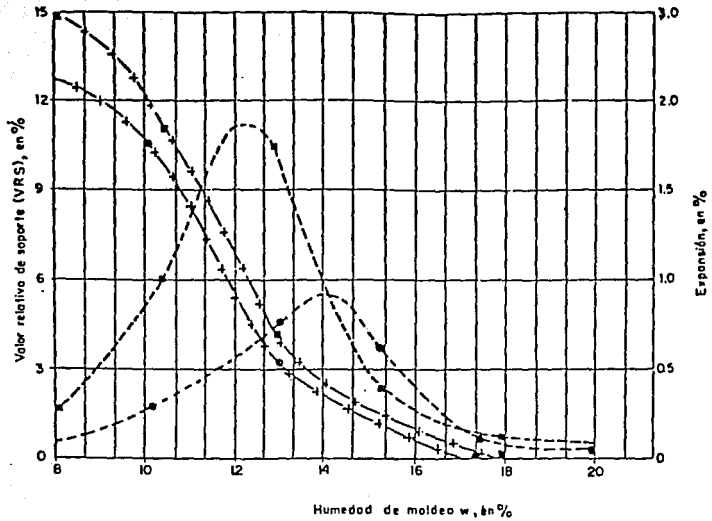


Fig. IV.16. Diagrama de resultados de las pruebas de CBR

catálogos de estructuras, como los que se emplean en Francia y Alemania.

Las gráficas o ábacos basados en las pruebas de CBR, que se introdujera por 1929, tales como los desarrollados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.E.U.U. (Fig. IV.17) el Transportation Research Laboratory de Inglaterra (Fig. IV.18) y las extintas Secretarías SCOP, SOP y SAHOP, son de este tipo.

El método de diseño propuesto por el Departamento de Carreteras de California, que utiliza el parámetro de resistencia o estabilidad R, medido con el estabilómetro de Hveem, (Fig. IV.10), también puede clasificarse como un método semiempírico.

IV.4.2.- Métodos Basados en Tramos Experimentales.

A partir del gran experimento realizado por AASHO en Ottawa, Ill. en 1951, se obtuvieron nuevos enfoques para atacar el problema de diseño de pavimentos, entre los que destacan la definición de falla funcional, la homogeneización del tránsito, el concepto de

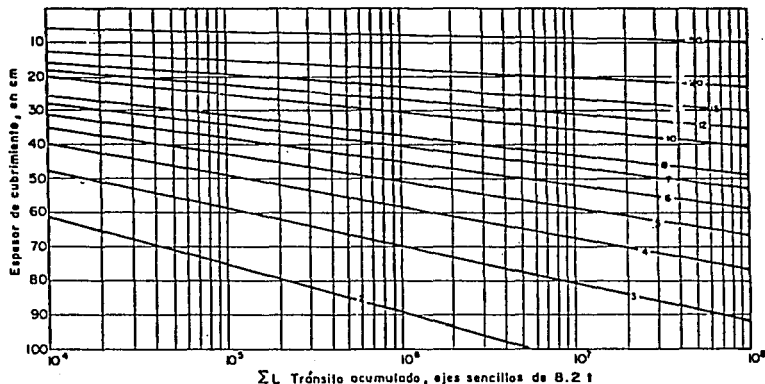


Fig. IV.17: Abaco para el diseño de pavimentos. Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU.

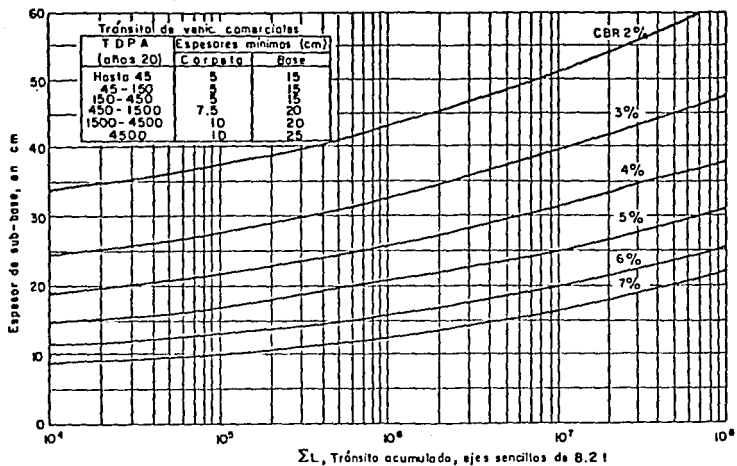


Fig. IV.18. Gráficas de diseño de espesores de sub-base método del TRRL (Road Note No. 29 - 1970).

grava equivalente y los coeficientes estructurales, para diversos tipos de materiales. Se analizaron tanto estructuraciones de tipo asfáltico, como a base de losas de concreto de cemento portland y sugirieron como resultado, gráficas de diseño, como la que se ilustra en la (Fig. IV.19); en este método es indispensable utilizar los coeficientes estructurales que se muestran en la tabla IV.2.

El método de diseño propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en su publicación 444, está fundamentado tanto en tramos de prueba como en la pista circular de pruebas, que para definir un método de pavimentos asfálticos de carreteras, llevó a cabo desde el año de 1962. Las gráficas de diseño, como las que se muestran en las (Figs. 11.6, 7, 8 y 9) presenta como variables significativas, la resistencia de la subestructura, definida mediante el CBR en diversos niveles de la misma, el tránsito, determinado como en nú-

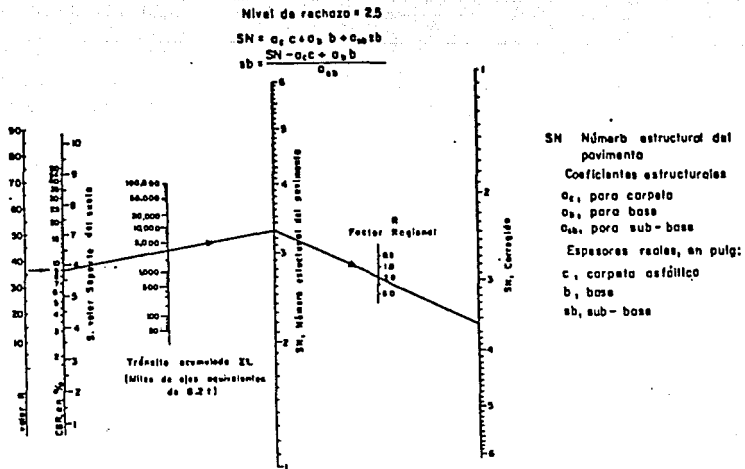


Fig. IV.19 Gráfica de diseño AASHTO para pavimentos asfálticos

mero acumulado de ejes equivalentes con peso de 8.2 ton y un llamado nivel de confianza Q_u , que depende de la calidad de construcción y la importancia del camino.

La selección del nivel de confianza que queda al criterio del diseñador, puede hacer variar los espesores entre un 25 a un 35%. Debido a que el procedimiento se fundamenta en la distribución de esfuerzos tipo Boussinesq, se considera que el método es de tipo teórico experimental.

IV.4.3.- Métodos Analíticos o Teóricos.

El procedimiento que ejemplifica este tipo de método es el desarrollado por el Departamento de Carreteras de Kentucky, que se fundamenta en la Teoría Elástica de Multicapa según se explicó en el inciso IV.1.

Sus variables de entrada son el CBR de la subestruc

TABLA.IV. 2. COEFICIENTES ESTRUCTURALES PROPUESTOS
POR LA AASHO EN 1961

CAPA CONSTITUTIVA DEL PAVIMENTO	COEFICIENTE ESTRUCTURAL
Carpeta asfáltica	
Concreto asfáltico	0.44
Mezcla en el lugar	0.20
Base	
Grava triturada	0.14
Grava arenosa	0.07
Tratada con cal	0.15-0.30
Tratada con asfalto: de graduación gruesa	0.34
arena asfalto	0.30
Tratada con cemento	
$f' > 46 \text{ kg/cm}^2$	0.23
$f' > 28 \text{ y } < 46 \text{ kg/cm}^2$	0.20
$< 28 \text{ kg/cm}^2$	0.15
Sub-base	0.11

tura, el tránsito acumulado, con el cual se definen las deformaciones unitarias permisibles, tanto al nivel de la subrasante (Fig. IV.6), como en el lecho inferior de la carpeta asfáltica (Fig. IV.5). El método contempla los criterios de falla por deformación permanente y por agrietamiento, para diversas proporciones de espesores de carpeta. En la (Fig. IV.20) se presenta uno de los nomogramas típicos para su aplicación.

En este procedimiento se definen espesores relativamente considerables de carpeta de concreto asfáltico, por lo que, en general, da por resultado estructuraciones costosas.

Con muy pocas excepciones, como es el caso del método anteriormente descrito, los procedimientos de diseño suministran catálogos de espesores mínimos de las capas que constituirán la estructura propiamente dicha, como la gráfica que se muestra en la (Fig.

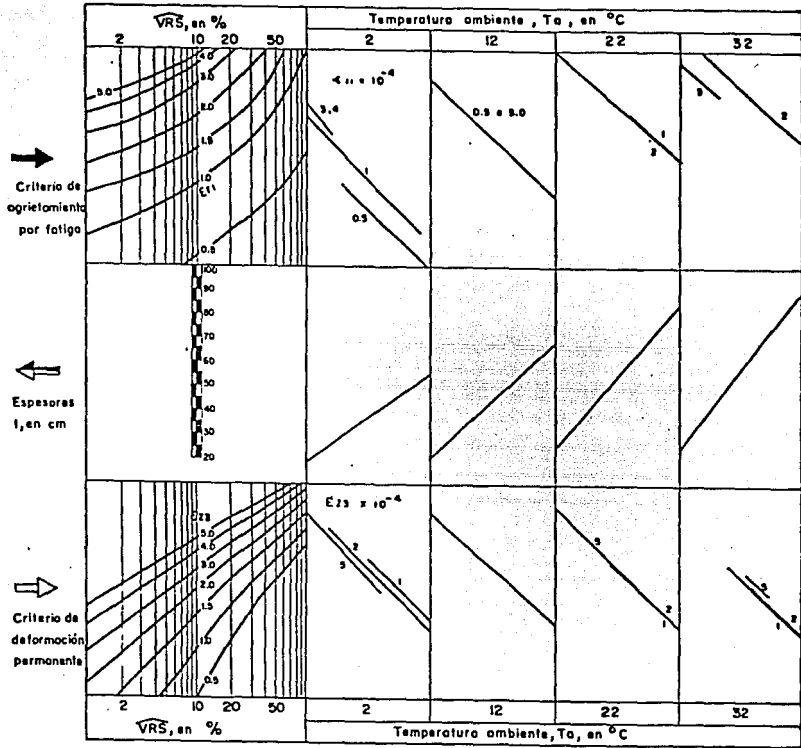


Fig.IV.20. Nomograma para el diseño de pavimentos asfálticos. Análisis conforme a la teoría Elástica de Multicapa (Dorman y Metcalf, 1965), para un espesor proporcional de 33% de concreto asfáltico.

IV.21), para el caso de pavimentos asfálticos para carreteras.

También, con el objeto de transformar los espesores de diseño, dados en "grava equivalente", casi todos los métodos recomiendan los factores o coeficientes estructurales para transformar la sección a espesores de diversos materiales disponibles, lo que

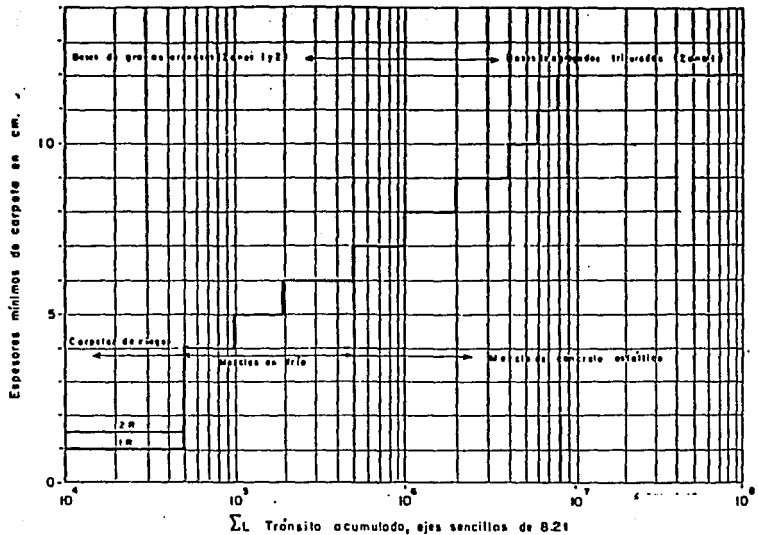


Fig. IV.21. Recomendaciones mínimas para carpetas asfálticas

permite su análisis económico. La tabla IV.2 y las (Figs. IV.22 y 23) tipifican lo anterior.

En lo referente al diseño de pavimentos de concreto, se puede decir que los fundamentos teóricos son más sólidos que los empleados en el análisis de pavimentos asfálticos; sin embargo, en lo que concierne al fenómeno de fatiga, los estudios experimentales efectuados por la Portland Cement Association, son los que han venido a dar la pauta para fijar el número de repeticiones admisibles, de un esfuerzo de trabajo dado.

Las (Figs. II.18 y II.19) ejemplifican las gráficas de diseño usuales en carreteras para pavimentos de concreto.

La Ingeniería de Sistemas ha venido a agilizar el cálculo y los análisis para el diseño de pavimentos, después de los años sesentas, sobre todo en lo relativo a la aplicación de las diversas teorías. Pero

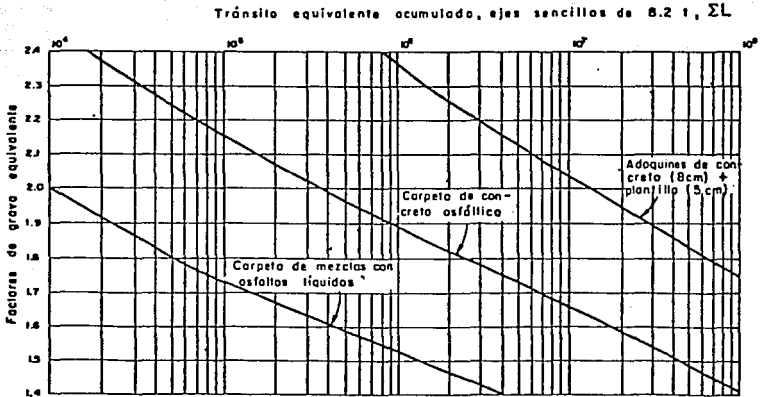


Fig. IV.22. Factores de grava equivalente para superficies de rodamiento de calles y carreteras

también es cierto que esas técnicas no han contribuido en mayor medida a revolucionar los conceptos básicos y a las ideas, en lo referente a la teoría y mucho menos en mejorar la tecnología para poder caracterizar en forma apropiada a los materiales que constituyen la estructura vial.

IV.5.- Recomendaciones.

Del estado actual de conocimientos en materia del diseño o dimensionamiento de las superestructuras viales se concluye y recomienda lo siguiente:

- a) La ponderación de las diversas y múltiples variables que intervienen en el problema indican que las más significativas son la caracterización de la subestructura de apoyo, el tránsito y los factores ambientales, principalmente la posición del nivel freático y la temperatura ambiente.
- b) Aún cuando se han hecho muy serios intentos en los últimos 25 años para la selección de modelos matemáticos, que representen las condiciones estructu-

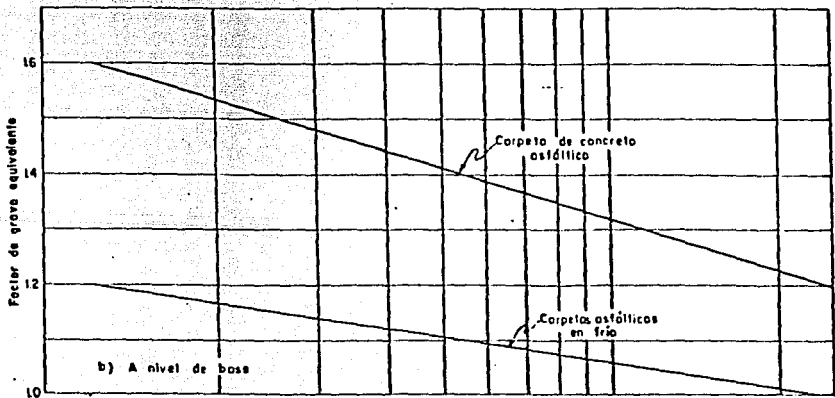
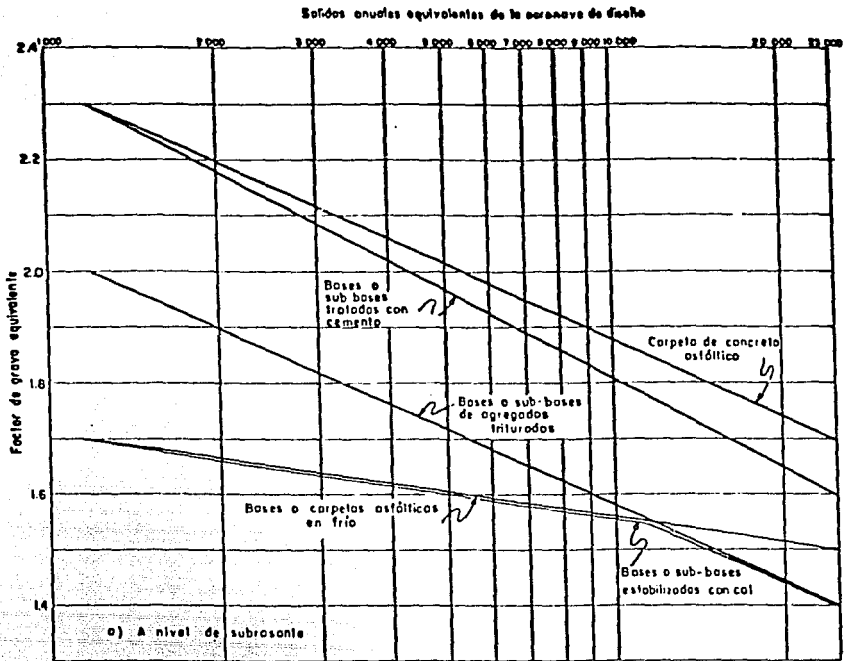


Fig.1V.23. Factores de grava equivalente para aeropistas (OACI)

rales de los pavimentos asfálticos, las teorías disponibles no han podido resolver en forma totalmente satisfactoria el problema.

- c) Los métodos de diseño de pavimentos de concreto, basados fundamentalmente en la teoría de Westergaard, han dado aparentes buenos resultados aplicando el criterio experimental de fatiga recomendado por PCA.
- d) En el ámbito mundial se ha ido adoptando la práctica recomendada por la AASHTO en relación con la valuación del tránsito. No obstante, frecuentemente resultan insuficientes y muchas veces incompletos los datos de tránsito con que se cuenta en México, para los fines de diseño de estructuras viales.
- e) A medida que se adoptan modelos matemáticos más completos, para su aplicación en el dimensionamiento de estructuras viales se complican los procedimientos de ensayos para caracterizar los materiales que las constituyen, de tal manera que ha resultado poco práctica su adaptación.
- f) En nuestro medio han prevalecido las rutinas de laboratorio tradicionalmente empleadas en los métodos de diseño semiempíricos, para caracterizar los materiales de pavimentos y subrasantes.
- g) La mayor parte de los métodos de diseño actualmente en uso pueden catalogarse dentro de los llamados semiempíricos y dentro de estos, un porcentaje muy elevado sigue utilizando el sistema CBR, para caracterizar a los materiales que conforman la subestructura. Es importante adoptar en forma generalizada el método propuesto por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.E.U.U. para definir racionalmente este parámetro.
- h) Los métodos teóricos de diseño en general contem--

plan espesores de carpeta relativamente importan--tes, por lo que resultan proyectos costosos, al me nos para nuestro medio.

- i) El método de diseño estructural para pavimentos as fálticos de carreteras propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se fundamenta en bases teórico-experimentales, cuya racionalidad está fue ra de discusión, sin embargo, se sugiere retroali mentar estas expeciencias en un intercambio abier to con los diseñadores que hayan aplicado el méto do y de acuerdo con los resultados reales que se hayan obtenido en campo, en los mismos proyectos. Se piensa que este procedimiento pierde su aproxima ción al dejar a criterio del diseñador la aplica ción del llamado "nivel de confianza" ya que, para los mismos datos de tránsito y VRS de diseño, los espesores resultantes pueden llegar a variar hasta en 25 a 35%.
- j) Los procedimientos de diseño para pavimentos de concreto, para carreteras, en general han dado buenos resultados, pero debe extremarse el cuidado en la selección de los materiales de la subestructura y de sus parámetros de resistencia y deformabili dad. A nivel nacional, se sigue cuestionando el he cho de que prácticamente no existen pavimentos de concreto en carreteras, ni siquiera a nivel de es tudio de alternativa, sobre todo en aquellas de al to tránsito y/o de bajo requerimiento de conserva ción.
- k) En la rutina de diseño de pavimentos deben contem plarse las tecnologías de análisis de suelos expan sivos, cuando así se amerite e integrar a los pro yectos los aspectos relativos a los sistemas de drenaje y subdrenaje.

- 1) En nuestro país es imprescindible seguir estimulando la investigación en materia de diseño estructural de obras viales con el objeto de afinar los procedimientos actualmente en uso.
- m) En el caso de diseño de pavimentos flexibles, se recomienda el método de la tecnología Porter Modificada, ya que para fines prácticos es de fácil aplicación y los espesores que de él resultan se consideran aceptables.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Instructivo para el Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras.
Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas e Instituto de Ingeniería, UNAM, julio 1980.
- 2.- Diseño de Pavimentos Flexibles. Comportamiento de los Tramos Experimentales.
Santiago Corro C. Publicación 240, Instituto de Ingeniería UNAM, enero 1970.
- 3.- Tecnología para el Proyecto de Pavimentos Flexibles Por ter Modificada.
Fernando Olivera Bustamante, Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón. UNAM, marzo 1981.
- 4.- Notas del Curso "Diseño y Construcción de Pavimentos I y II", División de Educación Continua. Facultad de Ingeniería UNAM, 1986.
- 5.- Mecánica de Suelos, Tomo II.
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, Edición 1979.
- 6.- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 2
Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo Mejía, Edición 1981.
- 7.- Tesis Profesional "Conservación y Reconstrucción de Carreteras con Pavimento Flexible".
Rubén Frías Aldaraca, Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón UNAM 1982.
- 8.- Especificaciones Generales de Construcción. Parte Segunda, Cuarta y Octava.
Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México.
- 9.- Pavimentos de Concreto.
Rodolfo C. Avitia González, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., diciembre de 1976.
- 10.- Estructuración de Vías Terrestres.

Fernando Olivera Bustamante

Edición 1986.

- 11.- Memoria de la XIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C., noviembre de 1986.