



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

MONTERREY, N. L.

9-11 NOVIEMBRE DE 1994

**PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES**

1. GENERALIDADES DE MECÁNICA DE SUELOS

ING. ROBERTO SOSA GARRIDO

GENERALIDADES DE MECANICA DE SUELOS.

I. INTRODUCCION

Para los fines de este capítulo se entiende por "Vías terrestres" las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas, que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transportes. Dentro de la denominación deben caer tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural, y lo mismo la pista que dé servicio a aviones de retroimpulso en un gran aeropuerto que la sencilla pista destinada al tráfico de pequeñas avionetas.

Las vías terrestres así definidas se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose por tal no sólo al suelo o roca que exista en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que comprenden desde la constitución menológica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc. Sin embargo, ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo; y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o aun químicos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, juicioso y, en lo posible, "científico". Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas, estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es, pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.

Hoy, la Mecánica de Suelos y la de Rocas se han diversificado tanto, que constituyen dos ramas independientes, con metodología y objetivos propios, dentro del conjunto de las especialidades de la Ingeniería, aunque sus fronteras están estrechamente entrelazadas, tanto como lo están los suelos y las rocas, cuya distinción a menudo es muy difícil, la Mecánica de Suelos y la de Rocas forman cada vez más dos campos separados que exigen a sus respectivos especialistas toda su dedicación personal.

En la Fig. I aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés.

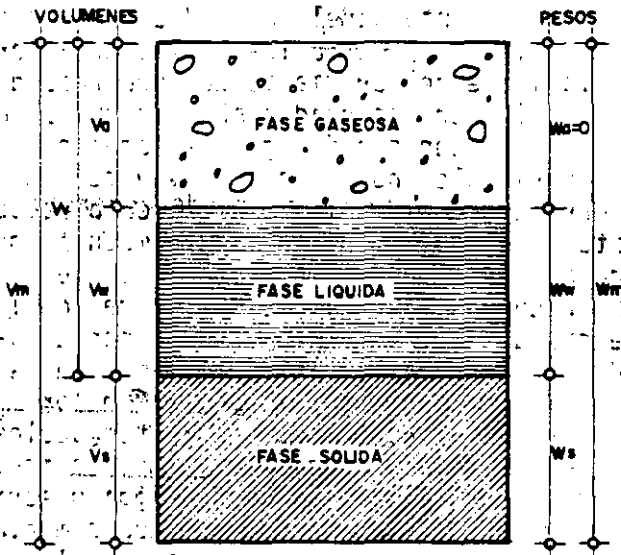


Figura I. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se establecen a través del concepto de peso volumétrico, definido como la relación entre ambas cantidades. En la tecnología de las vías terrestres se usan los siguientes:

$$Y_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

llamado el peso volumétrico de la masa;

$$Y_m = \frac{W_s}{V_s}$$

llamado el peso volumétrico de los sólidos. También se usa, sobre todo en cuestiones de compactación, el peso volumétrico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Nótese que la expresión anterior puede ponerse:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \cdot \frac{W_m}{W_m} = \frac{W_s W_m}{V_m W_m} = \frac{W_s}{\frac{W_m}{W_s}} = \frac{\gamma_m}{1 + w}$$

La expresión anterior se usa en compactación de suelos.

Se emplea asimismo el peso específico relativo de los sólidos del suelo, definido como:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s}{\frac{W_s}{\gamma_s}}$$

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúmenes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por representar conceptos cuya variación sirve para describir fenómenos importantes y, por lo tanto, figuran muy frecuentemente en las fórmulas.

a) La relación de vacíos (e) es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Teóricamente se puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), pero en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas muy compactas con finos, y 15 para arcillas altamente estructuradas, muy compresible.

b) Se denomina grado de saturación a la relación entre el volumen de vacíos de un suelo; matemáticamente:

$$G_w (\%) = 100 \frac{V_w}{V_v}$$

El grado de saturación varía de 0% en suelo seco a 100% en un suelo en el que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

c) Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida:

$$w (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s}$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 1,000%, que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México; la conocida arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 400% y 600%.

Los conceptos anteriores sirven para establecer algunas relaciones útiles, que evitan la necesidad de medirlos todos en el laboratorio. Por ejemplo, en un suelo totalmente saturado basta conocer dos conceptos independientes para, en función de ellos, poder establecer fórmulas para otros; en este caso, las fórmulas más usadas son:

$$e = w S_s$$

$$\gamma_m = \frac{S_s + e}{1 + e} w = \frac{S_s (1 + w)}{1 + S_s w} \gamma_m$$

En el caso de suelos parcialmente saturados (es decir, con parte de sus vacíos ocupada por aire) se precisan tres cantidades independientes para definir a otra dada. Las relaciones más usuales a que puede llegarse son:

$$e G_w = w S_s$$

$$\gamma_m = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s$$

Atención especial debe darse al cálculo de los pesos volumétricos de los suelos situados bajo el nivel freático. En tal caso, el empuje hidrostático ejerce influencia en los pesos, de acuerdo con las leyes de la boyancia (principio de Arquímedes). El peso específico relativo de la materia sólida sumergida vale:

$$S'_s = S_s - 1$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

$$\gamma'_s = \gamma_s - 1$$

Es decir, un metro cúbico de suelo sólido desaloja un metro cúbico de agua; luego surge un empuje ascendente de 1 ton, que es el peso de dicho metro cúbico de agua.

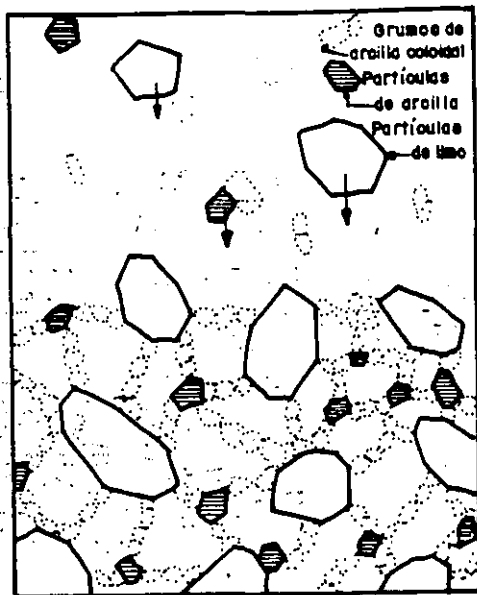
Para el peso volumétrico de la masa del suelo se obtienen las fórmulas:

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{1 + S_s w} \gamma_w$$

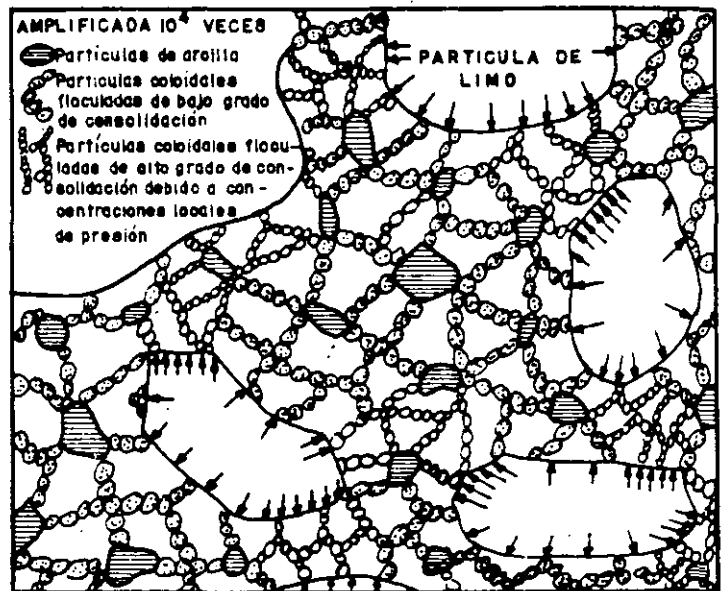
$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_d$$

I-4 CARACTERISTICAS Y ESTRUCTURACION DE LAS PARTICULAS MINERALES.

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia primordial en su comportamiento mecánico. En los suelos gruesos la forma caracterís-



(a)
En formación



(b)
Ya formada

Figura 4. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

en el agua que rodea a los cristales de arcilla o cuando se eleva la temperatura. Las figuras 5 y 6 muestran disposiciones típicas de estructuras floculadas y dispersas, respectivamente.

Debe notarse que el conjunto de estructuras para los suelos finos solamente es parcialmente descrito en lo que antecede no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas hipótesis de estructura - combinación de que hoy se habla. Muchos investigadores aceptan alguna de las explicaciones anteriores, pero no otras, de manera que no existe pleno acuerdo al respecto.

También debe advertirse la posibilidad de que se conjuguen las formas anteriores, dando lugar a un variado número de combinaciones.

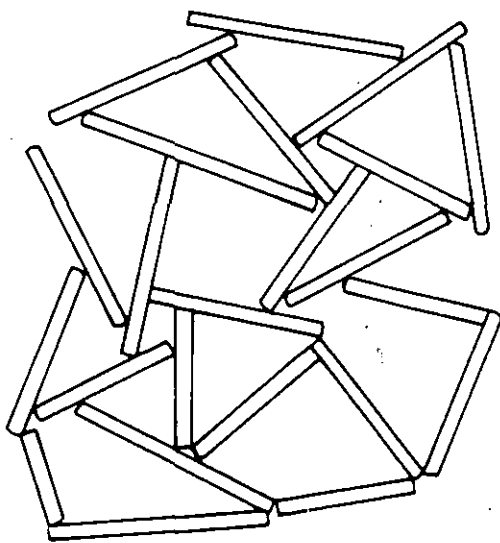


Figura 5. Estructura en 'bastillo de naipes'

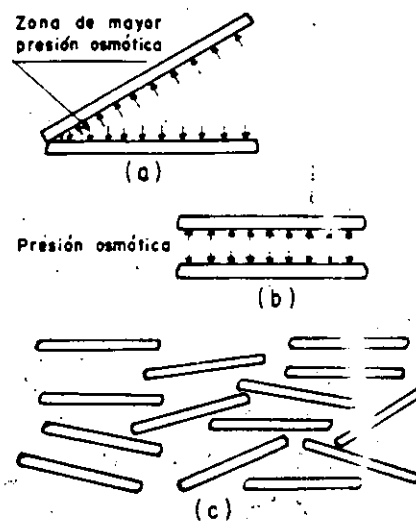


Figura 6. Estructura dispersa.

I-5 GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructuración y compacidad, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos.

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compactación. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que las de los suelos gruesos y, so pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir que en ninguna de las circunstancias que definen las propiedades mecánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida en lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta esteril en el caso de los suelos finos.

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los material para la construcción de vías terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolonítica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de clasificación de suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en el que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordena -

das se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escalasemilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un sólo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus

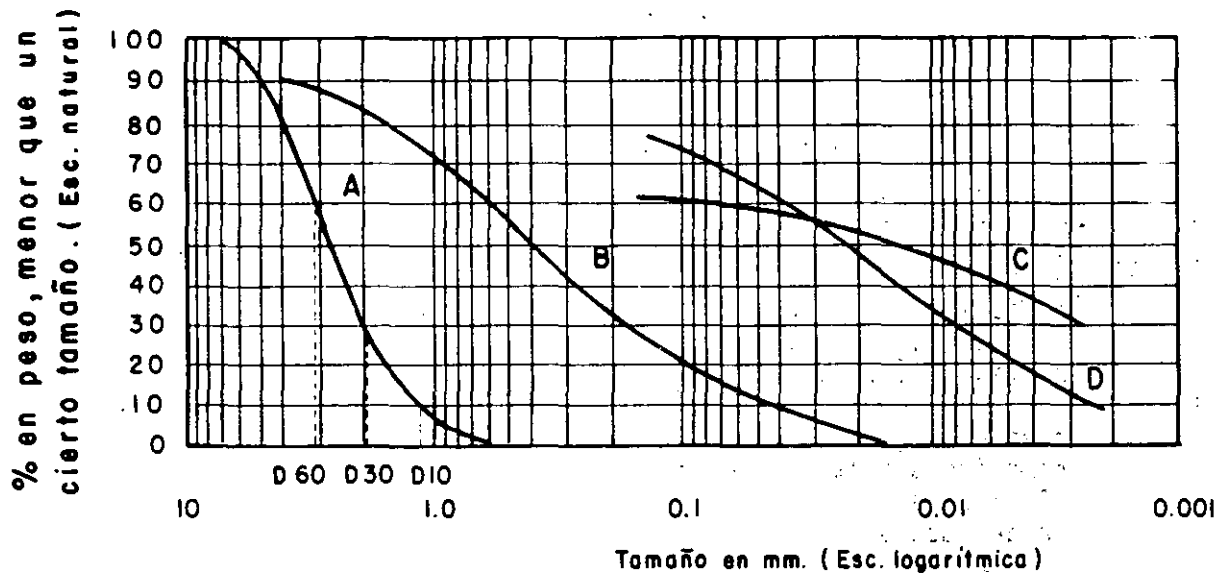


Figura 7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la figura 7 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

en donde:

D_{60} : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad la relación anterior es un coeficiente de no uniformidad, - pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos - con $C_u > 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u > 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

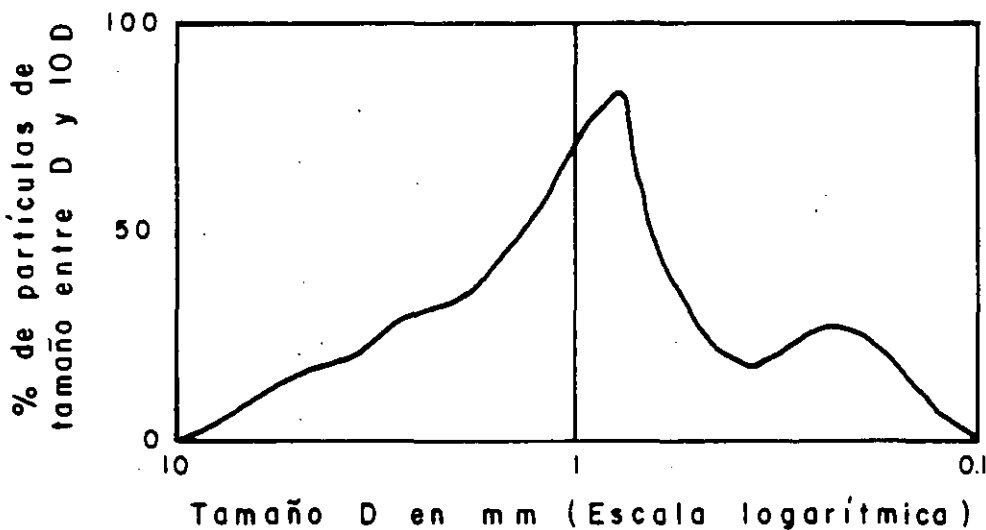


Figura 8. Histograma de un suelo.

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de - tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo γ_s que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas similares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \frac{D^2}{2}$$

en la que

v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg;

γ_s = peso específico de la esfera, en g/cm³;

γ_f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura);

η = viscosidad del fluido, en g . seg/cm² (varía con la temperatura);

D = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800}{\gamma_s - \gamma_f}}$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimenten en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamí

ces puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos - ininterrumpidamente.

El méτρο del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

- a) La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro).
- c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

I-6 PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza - existan magnitudes imposibles de medir en sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa; en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se desea medir, que sea fácilmente mesurable y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable; así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podrán conocerse los cambios de la magnitud problema durante el desarrollo de cualquier fenómeno que sea conveniente estudiar. Por ejemplo, la temperatura es muy difícil de medir directamente, pero se mide muy fácilmente en un termómetro clínico, midiendo en realidad una longitud (la de la columna de mercurio); el hecho es posible porque existe una correlación conocida entre el aumento de longitud (dilatación lineal) del mercurio y el aumento de su temperatura. Se recurre así a una medición indirecta fácil y barata de un concepto difícilmente mesurable en sí mismo.

Lo mismo sucede con la plasticidad en Mecánica de Suelos. El ingeniero está realmente interesado en las propiedades fundamentales de los suelos, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera. Hoy estas propiedades pueden medirse, dentro de una aproximación que pudiera considerarse razonable, según atestiguan muchas obras de ingeniería, pero tal medición resulta en la práctica larga y costosa para algunos fines. Por otra parte, los trabajos de Atterberg y A. Casagrande han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente mesurable en los laboratorios más elementales y trabajando con las muestras de suelo también más simples y baratas que se pueda imaginar. Esta magnitud es la Plasticidad; su utilidad radica en que ha sido posible establecer correlaciones entre sus valores y las propiedades fundamentales del suelo; estas correlaciones son suficientemente confiables, por lo menos, para trabajar en las etapas iniciales de un proyecto, cuando la identificación de los suelos y su clasificac

ción son importantes. Al mismo tiempo, las correlaciones son demasiado poco precisas como para permitir fundar en ellas un trabajo cuantitativo de detalle, que corresponda a etapas avanzadas de un proyecto; es decir, generalmente el uso de las pruebas de plasticidad y el manejo de los valores correspondientes en los suelos que figuran en un proyecto dado no exige al ingeniero de la necesidad de realizar a fin de cuentas las indispensables pruebas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante, etc., pero le permite identificar y clasificar a los suelos ya en sus primeros contactos con ellos, dejando de trabajar a ciegas y recibiendo valiosísima orientación para programas de exploración y muestreos definitivos, de pruebas de laboratorio más elaboradas y costosas, etc. En suma, la plasticidad proporciona una orientación previa de información preliminar que ahorra tiempo y esfuerzo en todas las etapas subsecuentes del proyecto, y con frecuencia evita que se cometan graves errores.

Dentro de los límites del sentido que se da al término en la Mecánica de Suelos, Plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. La anterior definición, según se verá más adelante, circunscribe la propiedad a los suelos arcillosos bajo determinadas circunstancias.

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla o un limo susceptibles de ser plásticos pueden tener la consistencia de un ladrillo, cuando están muy secos; con un gran contenido de agua, pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que esos suelos se comportan plásticamente.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente, según la definición anterior.
4. Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo ya no varía con secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg lo hizo originalmente estableciendo las primeras convenciones; Casagrande las refinó posteriormente y les dio su forma actual. La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina Límite Líquido, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consistente en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa, también de un modo estandarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamen

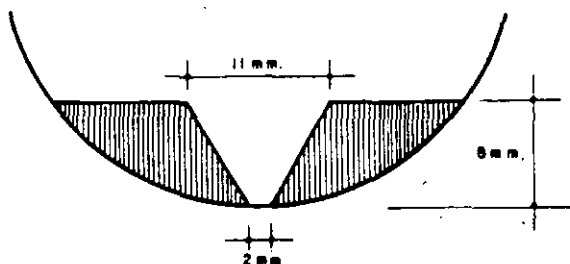


Figura 9. Dimensión de la ranura en la Copa de Casagrande.

te en 25 golpes es el Límite Líquido; un contenido de agua mayor haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido; por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más golpes y el suelo se consideraría, por lo menos, en estado plástico.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo, y referido a una prueba en que se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindrito de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindrito tiene 3 mm de diámetro. Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico.

$$I_p = LL - LP$$

El valor anterior mide de un modo muy claro el intervalo plástico; naturalmente que para situar a éste dentro de la escala general de humedades hace falta otro valor, sea el límite líquido o el límite plástico. Por eso suele decirse que para definir la plasticidad de un suelo hacen falta dos parámetros.

El tercer límite o frontera entre estados de consistencia de interés práctico es el límite de contracción, contenido de agua abajo del actual el volumen de suelo ya no disminuye cuando éste se seca. El límite se manifiesta visualmente (y este hecho sirve para una determinación aproximada) por un característico cambio de color de tono oscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. En realidad, de todos los límites en uso este es el único que está ligado a un hecho físico significativo y no es puramente convencional. El Límite de Contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza el valor máximo (los meniscos alcanzan su máxima curvatura en los extremos de los canalículos del suelo), de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión capilar constante (es decir, con curvatura constante en los meniscos). Según se explicará más adelante, el que esto ocurra prác-

ticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica que, estadísticamente hablando, todos los canalículos de la masa de suelo son similares en diámetro.

Es natural que las atmósferas de adsorción de agua en torno a los cristales de mineral no se comporten como un líquido libre, sometido sólo a fuerzas gravitacionales. Por ejemplo, al comparar dos suelos, 1 y 2 si el 1 tiene mayor tendencia a crear atmósferas de adsorción, debe esperarse que la humedad a la cual los dos suelos comienzan a comportarse como un líquido sea mayor en 1 que en 2. Lo que es lo mismo, el suelo 1 tendrá un límite líquido mayor que el 2, si sus cristales tienen mayores atmósferas de adsorción. Es lógico pensar que un razonamiento análogo pueda establecerse para el Límite Plástico y, por ello, para el Índice Plástico. Por otra parte, los límites se han fijado de un modo totalmente arbitrario, por lo que es difícil imaginar que la magnitud de uno de ellos, tomado aisladamente, pueda relacionarse de un modo cuantitativo con los espesores de agua adsorbida.

A causa del gran incremento de superficie específica que está ligado en general al tamaño decreciente de las partículas de un suelo, es de esperar que la intensidad del fenómeno de adsorción esté muy influida por la cantidad de arcilla que contenga el suelo. Skempton ha referido una cantidad denominada Actividad de una arcilla.

$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}}$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caolínicas, 0.90 en arcillas ilíticas y alcanzar valores superiores a 7 en arcillas montmoriloníticas, lo cual da idea de las características de plasticidad de las arcillas, según su composición mineralógica.

Los límites de plasticidad han resultado ser útiles en cuestiones de clasificación e identificación de suelos. También se usan en especificaciones para controlar el empleo de suelos. En cuestiones posteriores de este mismo capítulo se presentarán algunas correlaciones interesantes entre los Límites de Plasticidad y algunas propiedades fundamentales de los suelos.

I-7 EL MECANISMO DE LA CONTRACCION DE LOS SUELOS FINOS POR SECADO.

Es un hecho generalmente aceptado en la actualidad que cuando la superficie de un líquido está en contacto con un material diferente se producen esfuerzos en esa superficie, a causa de la atracción entre las moléculas vecinas de los dos elementos diferentes. Al ingeniero de vías terrestres le preocupa muy especialmente el contacto entre el agua y las partículas minerales de los suelos y entre el agua y el aire; generalmente los esfuerzos que corresponden a estos casos son de tensión. La atracción entre las moléculas vecinas de las substancias distintas en contacto puede medirse por el coeficiente de tensión superficial, que resulta ser una propiedad característica

de cada substancia. Probablemente la evidencia más conocida de los fenómenos de superficie es la capilaridad, propiedad por la cual el agua puede ascender y permanecer por arriba de la línea que representa la presión atmosférica, por el interior de un tubo capilar de vidrio o por un canaliculo entre las partículas minerales de un suelo.

$$h_{cr} = \frac{2T_s \cos a}{r \gamma_w}$$

donde T_s , es el coeficiente de tensión superficial del

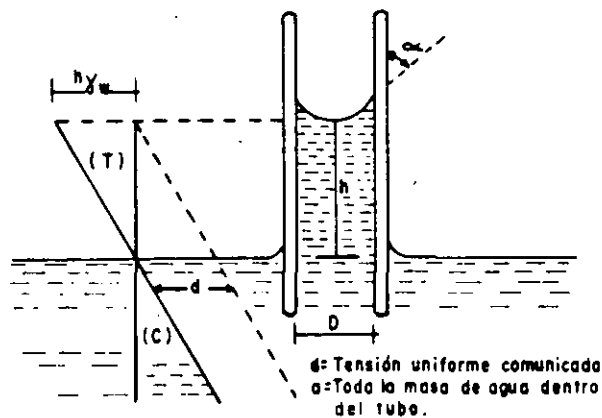


Figura 10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.

agua ($0.074 \frac{g}{cm}$ a $20^\circ C$, pues también es función de la temperatura), es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canaliculo, y r es el radio de dicho conducto. En Mecánica de Suelos es razonable pensar que usualmente $a = 0$, o sea que el menisco esférico que forma el agua es tangente a las paredes (menisco semiesférico); en tal caso, la expresión anterior puede escribirse simplemente

$$h_{cr} = \frac{0.3}{D}$$

donde D es el diámetro del canaliculo en cm y h está en la misma dimensión. Se estima evidente la obtención de la expresión anterior considerando $a = 0$.

En la figura 10 se muestra la distribución de esfuerzos en un canaliculo de suelo, el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capilar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas.

Bajo el nivel libre, la distribución sigue la conocida ley lineal, supuesto que el agua se encuentra en condición hidrostática. Arriba del nivel

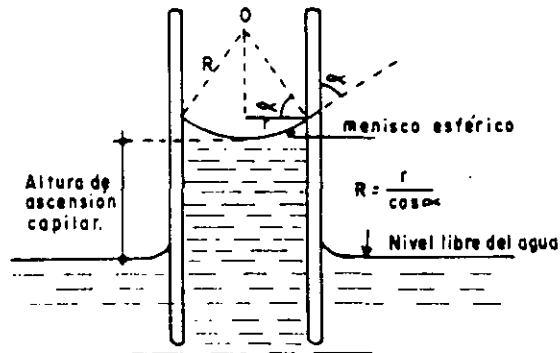


Figura 11. Relación entre el radio del con-
ducto capilar.

libre, el estado de esfuerzos está representado por la prolongación del dia-
grama hidrostático, de manera que en toda la columna de ascensión capilar -
se tendrán esfuerzos de tensión, considerando la presión atmosférica como ori-
gen de esfuerzos.

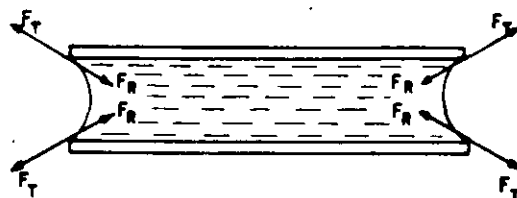
Figura 12. Esquema que ilustra la genera-
ción de presiones capilares en
un tubo capilar.

En cualquier punto de la columna, el esfuerzo de tensión puede obtener-
se multiplicando la distancia vertical del punto a la superficie libre por -
el peso específico del agua.

$$u = h \gamma_w = \frac{2T_s \cos a}{r}$$

en donde

$$u = \frac{2T_s}{R}$$



En la expresión anterior u es el esfuerzo de tensión en el agua en $\frac{g}{\text{cm}^2}$ y R el radio del menisco que forma el agua en el canalículo. Nótese que el radio del menisco y el radio del conducto capilar están relacionados según se muestra en la Fig. 11, con cuya ayuda se podrá comprender de inmediato el origen de la expresión anterior.

La expresión anterior establece el hecho importante de que el esfuerzo de tensión a que está sometida el agua dentro del suelo, cuando trabaja a tal tipo de esfuerzo, es inversamente proporcional al radio del menisco que se desarrolla en los canalículos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canalículo; es evidente que el radio mínimo de menisco (al que corresponderá la tensión máxima) vale precisamente la mitad del diámetro del conducto capilar que quede entre las partículas minerales, lo que corresponde a un menisco semiesférico (menisco totalmente desarrollado). Nótese que de acuerdo con lo anterior el agua podrá alcanzar esfuerzos de tensión muy importantes dentro del suelo, cuando las partículas minerales estén muy próximas, lo que sucede sobre todo en los suelos muy finos, de acuerdo con la regla de que los huecos entre las partículas gruesas son grandes, en tanto que entre las partículas muy finas (arcillas) son pequeñísimos.

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el conducto capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar. Si el tubo es más corto, la ascensión capilar queda restringida y se formará un menisco de un radio tal que se restablezca el equilibrio hidráulico, con un esfuerzo de tensión en el agua menor que el máximo posible, correspondiente a una columna de agua también menor que la máxima posible.

Si el conducto capilar se encuentra en posición horizontal, como es el caso del que aparece en la Fig. 12, se formarán gradualmente en sus extremos los meniscos, debido a la evaporación del agua. En cada extremo la curvatura del menisco aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica, como ya se dijo; al mismo tiempo, el esfuerzo de tensión en el agua aumentará hasta su valor máximo correspondiente al diámetro del conducto capilar de que se trate. Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retraerán hacia el interior del conducto, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve, pues, que en un conducto capilar horizontal el esfuerzo de tensión en el agua es el mismo en toda la longitud, a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso del conducto de la Fig. 12, al formarse los meniscos aparecerán en toda su periferia fuerzas de tensión (F_T), causadas por las atracciones entre las moléculas del agua y las paredes. A estas fuerzas de tensión en el agua corresponderán, por reacción, las fuerzas de compresión (F_R) que se muestran; por efecto de estas fuerzas, el conducto capilar tenderá a cerrarse y a acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos existen tensiones; por lo tanto, existirán sobre las paredes del conducto, como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Como resultado del efecto anterior, una masa compresible, atravesada por tubos capilares sometidos a evaporación, se contraerá volumétricamente.

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, es posible comprender el mecanismo de contracción de los suelos finos, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, debido a la presencia del agua que llena sus poros por completo. A medida que comienza la evaporación, en los extremos de los canalículos se irán formando meniscos cóncavos; al continuar el proceso de evaporación, irá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y aumentando por lo tanto, el esfuerzo de tensión en el agua (expresión anterior) y, correspondiente, los esfuerzos capilares de compresión actuantes sobre la estructura sólida del suelo que, por ese efecto, se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la tensión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en tal momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de todo el suelo, de la apariencia húmeda a seca. Este momento corresponde al Límite de Contracción, pues aunque la evaporación continúe ya no disminuirá el volumen del suelo, por haber llegado el agua a su tensión máxima, a la que corresponde la máxima compresión capilar sobre la estructura del suelo. Nótese que en el límite de contracción el suelo sigue saturado si estaba saturado al comienzo del proceso de la evaporación, pues aunque dicha evaporación le ha hecho perder agua, esta pérdida está exactamente compensada por la pérdida de volumen de vacíos causada por la compresión capilar; un gramo de agua evaporada corresponde a un cm^3 de contracción volumétrica.

I-8 PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular; cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento.

Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite, se hace turbulento. Si de un régimen turbulento se desea regresar al régimen laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquella en la que se pasó de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede ser circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds encontró que existe una cierta velocidad en el agua (y, de hecho, en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad crítica. Similarmente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento; en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 6.5 veces la velocidad crítica.

El fundamento de casi toda la teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henri Darcy, que se conoce hoy como ley de

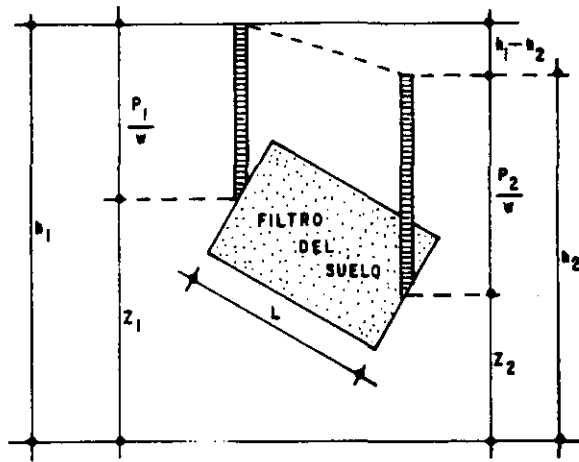


Figura 13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esencialmente en la Fig. 13, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por

$$Q = kiA$$

donde

A: es el área total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción;

i: es el gradiente hidráulico, medido por la expresión;

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

k: es una constante de proporcionalidad, a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad.

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto establece que

$$Q = Av$$

donde v es la velocidad del flujo.

Si esta ecuación se compara con la anterior, resalta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki$$

que es una manera común de escribir la ley de Darcy.

Analizando la ecuación anterior puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad, k , según la cual éste resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de k son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación anterior, teniendo en cuenta que i carece de dimensiones. Es obvio que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

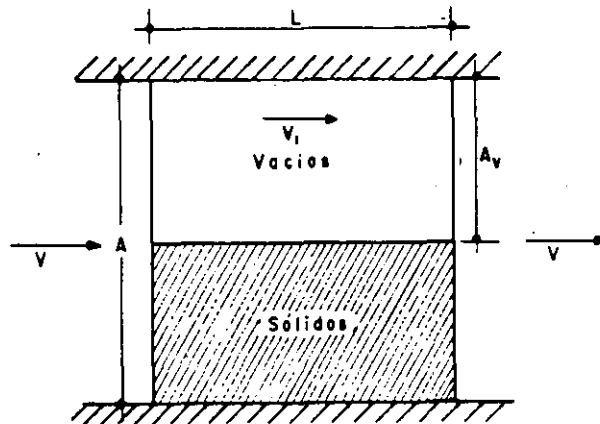


Figura 14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

En realidad, la velocidad v que se ha venido considerando en las dos ecuaciones anteriores no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la Fig. 13. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad de agua a través del suelo si se acepta que el flujo sólo es posible a través de vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la Fig. 14, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (v_1) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto,

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos e , puede ponerse

$$e = \frac{A_v}{A - A_v}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_v} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1 + e}{e}$$

Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser:

$$v_1 = \frac{1 + e}{e} v$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig. 14, sino que el flujo ocurre a través de una serie de canalículos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo. Tanto la velocidad de filtración son simplemente elementos de cálculo que permiten llegar a resultados correctos dentro de las consideraciones que han servido para las respectivas definiciones.

La ley de Darcy es, como se ha dicho, estrictamente experimental, por lo que su validez no puede ir más allá de las condiciones específicas que hayan presidido el conjunto de experiencias que le dieron nacimiento; desde este punto de vista, es un hecho afortunado que Darcy haya experimentado flujos de agua a través de filtros de suelo, utilizando una gran variedad de tipos de suelo y de gradientes hidráulicos, pues esto hace que sus resultados sean aplicables a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos.

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10 ó 100 cm/seg en gravas limpias hasta 10^{-8} ó 10^{-9} cm/seg en arcillas homogéneas montmoriloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de 10^{-2} - 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, llegando a valores de 10^{-4} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ en arenas muy finas; los limos y depósitos de morrena glacial pueden tener permeabilidades tan bajas como 10^{-5} - 10^{-6} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. En general las arcillas tienen permeabilidades menores que 10^{-5} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. Con permeabilidades menores que 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, un suelo debe considerarse inapropiado para usarse como dren, y con permeabilidad menor que 10^{-7} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- a) La relación de vacíos.
- b) El tamaño de sus partículas.
- c) La composición mineralógica y físico-química del suelo.
- d) La estructura.
- e) El grado de saturación.
- f) La existencia de agujeros, fisuras, etc.

También depende en forma importante de la temperatura del agua.

No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación:

$$k = C D_{10}^2$$

donde k está en $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ y D_{10} es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. A despecho de su popularidad, la expresión anterior debe verse simplemente como una burda manera de establecer sólo el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso (con ellas trabajó Hazen para obtener su relación), y nunca como algo que substituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante C varió entre 41 y 146 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de adsorción que se forman entorno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a éstos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos, con minerales en forma laminar, el hecho de que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen

permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

Es evidente el efecto del grado de saturación y el de grietas y fisuras que pueda presentar el suelo y se estima que no es necesaria ulterior insistencia para imaginarlo cualitativamente; naturalmente que tales influencias son mucho más difíciles de definir en forma cuantitativa.

9 LOS CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

El suelo es un concepto de tres fases, sólida, líquida y aire. No es posible imaginar tres substancias de comportamiento mecánico más disímulo que un cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido; el agua, relativamente incompresible a presiones ingenieriles, pero con resistencia al esfuerzo cortante insignificante, y el aire, altamente compresible. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos o de esfuerzos en suelos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes. Si se dedica un momento de atención a esta situación, el ingeniero estará preparado a aceptar que los fenómenos de transmisión de esfuerzos y resistencia de los suelos siguen mecanismos tan complicados y cambiantes como los que efectivamente le revelará la práctica profesional.

Un mismo suelo podrá presentar características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación completamente distintas según las circunstancias en que las cargas actúen e influyan de una u otra manera en cada uno de los tres componentes. Se adivina de inmediato la gran influencia que el tiempo tendrá en la respuesta de los suelos, pues son muy conocidos los cambios de comportamiento del agua y del aire, según que las cargas aplicadas actúen muy lentamente o muy rápidamente, con todas las gamas intermedias. Si por efecto de cargas exteriores el agua adquiere presiones elevadas, aprovechando la permeabilidad del conjunto tenderá a fluir hacia zonas de la masa en que prevalezca una menor presión, y este hecho se reflejará en la compresibilidad y en el estado de esfuerzos de las zonas cargadas. En definitiva, puede decirse que la interacción constante de las tres fases del suelo y su muy diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo y, desde luego, distinta en cada proceso de carga y distinta también, aun dentro del mismo proceso, si se produce cualquier cambio en el balance entre las tres fases.

Considérese una carga P uniformemente distribuida sobre la placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Fig. 15a).

Es evidente que la distribución uniforme de la carga, que resulta admisible en la placa de área A , ya no resulta lógica en las partículas de suelo.

La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serán muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos inferiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que sufren los granos, en Mecánica de suelos se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que representará al estado que se tenga bajo la placa; este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa ($\sigma = \frac{P}{A}$). Se -

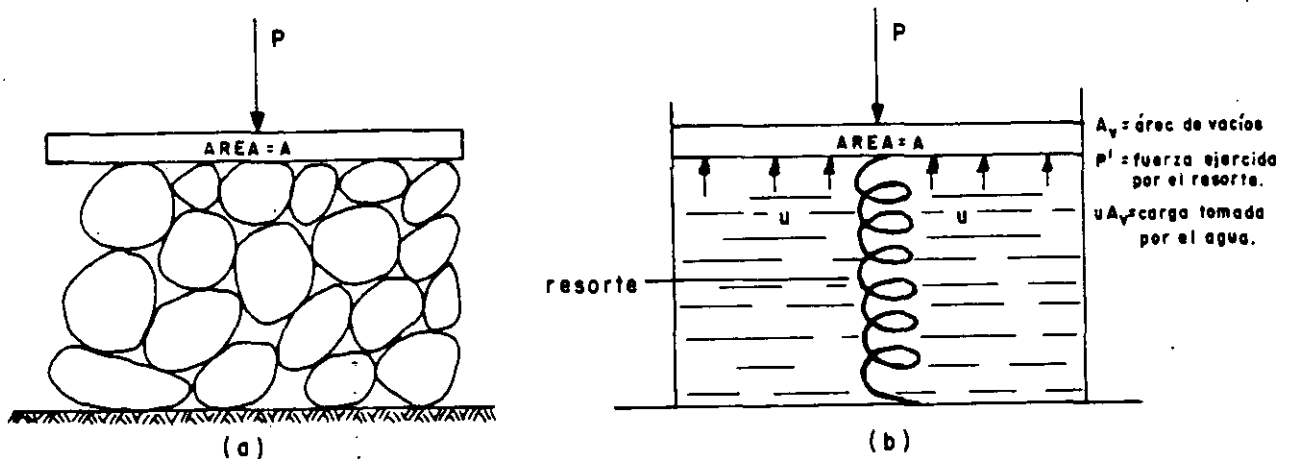


Figura 15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

le llama el esfuerzo total. Es, desde luego, menor que el esfuerzo medio en los sólidos bajo la placa y mucho menor que el "verdadero" esfuerzo actuante en los puntos de contacto entre las partículas.

Si la carga P se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja (Fig. 15b). Si u es la presión del agua dentro de los vacíos y A_v es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces $u A_v$ representará la parte de la carga P que soporta el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga P la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la Fig. 15b se ha presentado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse:

$$P = P' + u A_v$$

donde P' representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o del resorte de la Fig. 15b.

Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por A, área de la placa, se tendrá:

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + u \frac{A_v}{A}$$

o, empleando la notación de esfuerzos

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \frac{A_v}{A}$$

La ecuación anterior juega un papel fundamental en la Mecánica de Suelos Moderna y se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y u , denominados esfuerzo efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula anterior aparece también la relación

$$N = \frac{A_v}{A}$$

denominada relación del esfuerzo neutral. Como quiera que en los suelos el área de contacto entre los granos sobre un plano horizontal dado es muy pequeña en comparación con el área total cubierta por la placa de área A, se sigue que la relación N valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal (y esto se hace normalmente en la Mecánica de Suelos), la ecuación

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

La ecuación anterior fue propuesta primeramente por Terzaghi y más que a ninguna otra idea debe atribuírsele el mérito de abrir el camino a la aparición de la Mecánica de Suelos Moderna y la posibilidad de estudiar la resistencia y la deformación de los suelos con base científica.

En el concreto o las rocas, en las que los granos de sólidos se interconectan por cristales, el valor de N es apreciablemente menor que 1, pudiendo llegar a valores del orden de 0.5 en mármoles, granitos y en el propio concreto.

Intuitivamente se ve que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuraciones más compactas; en cambio el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual, según la ecuación anterior no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

Probablemente una de las características ingenieriles más representativas de un material, desde el punto de vista de definir comportamiento en relación con las necesidades y los usos del ingeniero, es el conjunto de datos de un proceso incitación-respuesta que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo-deformación.

En efecto, al tratar con un material de construcción, el ingeniero está fundamentalmente preocupado por dos aspectos básicos, en torno a los que puede decirse que giran todos los demás. Estos son, en primer lugar, la resistencia del material a los esfuerzos a los que se someta, problema que lleva aparejado el concepto de falla del material y que en forma breve se comentará más adelante. En segundo lugar preocupa de deformabilidad del material expresada en relación a los esfuerzos que se le apliquen, tanto en lo que se refiere a la intensidad o nivel de los esfuerzos, como a la manera en que se ejercen, incluyendo su velocidad de aplicación. Esta última gama de comportamiento es lo que el ingeniero describe en forma primaria por medio de una relación esfuerzo-deformación. Si los suelos fueran homogéneos, isotrópicos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento esfuerzo-deformación haciendo uso del módulo de Young (E) y de la relación de Poisson, obtenidas de una prueba única y sencilla, tal como una simple prueba de extensión, en que se estirase una barra del material, midiendo las tensiones aplicadas y las deformaciones longitudinales y transversales resultantes. Con las constantes elásticas sería posible, en el material ideal, calcular la relación entre los esfuerzos y las deformaciones para otros tipos de prueba que representasen otras condiciones reales distintas de la tensión simple.

Los suelos no son materiales en que se cumplan las hipótesis anteriores. Independientemente de que en un caso particular pueda resultar útil usar valores de módulo de la elasticidad o de la relación de Poisson, debe tenerse muy presente que éstos valores no son constantes de un suelo, sino cantidades que, en el mejor de los casos, describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para un estado de esfuerzos dado y que cambiarán, quizá radicalmente, si cambia el estado de esfuerzos o si los esfuerzos se aplican de diferente manera. Por eso, cuando en relación con los suelos se mencionan las constantes elásticas anteriores, debe tenerse en cuenta que no representa nada en sí mismas, fuera de la condición particular para la que se ha medido o calculado.

El monto de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos, de la historia anterior de esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de los problemas prácticos, el mejor método para -

conocer las características esfuerzo-deformación es medir directamente en -- una prueba de laboratorio o de campo las deformaciones que producen esfuer-- zos lo más similares posibles a los que actuarán en la masa de suelo afecta-- da por el problema real que se estudie.

Existe en la realidad ingenieril una enorme variedad de maneras de apli-- car esfuerzos y de producir por consiguiente, deformaciones al suelo. Tan-- gran variedad de circunstancias no puede representarse por una sola prueba - de laboratorio, so pena de perder representatividad y, evidentemente, no pue-- de aspirarse a diseñar en cada caso la prueba más representativa a que sea - dado llegar. Entre éstas dos actitudes extremas, el ingeniero trata de lle-- gar a una solución racional de su inquietud haciendo uso de varias pruebas - de laboratorio, que representen diferentes condiciones entre las que queden-- comprendidas aquellas que son más familiares a la práctica ingenieril.

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determi-- nar características esfuerzo-deformación de los suelos, son las siguientes: -

1. Prueba de compresión hidrostática o isótropa. Es útil para el es-- tudio de deformaciones volumétricas únicamente; en ella se aplican a un espé-- cimen de suelo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, esfuerzos de-- compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy -- usual en la práctica ingenieril.

2. Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación. Se eje-- cuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro. Se aplican al sue-- lo (un especimen cilíndrico de poca altura en comparación al área) esfuer-- zos normales verticales, en tanto se impide toda deformación lateral confi-- nándolo en el interior de un anillo de bronce. De ésta manera la deforma-- ción axial define exactamente la deformación volumétrica. Es ésta prueba la relación entre el esfuerzo normal lateral y el normal vertical es el valor - de K_0 , que con el nombre de coeficiente de esfuerzo o presión de tierra en - reposo, juega un papel importante en la Mecánica de Suelos Aplicada. En las formas comunes de consolidómetro sólo se mide el esfuerzo normal vertical y - la deformación axial (también vertical).

La deformación vertical se mide por medio de extensómetros, en tanto -- que el esfuerzo normal vertical se conoce controlando las cargas que se apli-- can al aparato, las que se reparten omogeneamente sobre el área conocida del especimen.

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. -- también es la prueba más útil del laboratorio para conocer su resistencia, - por lo cuál se detallará más adelante cuando se hable de ésta característica fundamental de los suelos. Baste por el momento decir que en ella se mide - la deformación axial de un espécimen cilíndrico de altura aproximadamente -- igual a 2 ó 3 veces el diámetro de su base, mientras se aplican a tal, espé-- cimen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión confi-- nante) iguales en todas las direcciones horizontales. El espécimen es pri-- meramente sometido a la presión de confinamiento, dada usualmente por agua a presión dentro de la cámara triaxial; después se incrementa el esfuerzo ver-- tical hasta que el espécimen falla (esfuerzo desviador).

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, - en la que la presión confinante inicial exterior es nula, por lo que no re-- quiere hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión-- hecha en cilindros de concreto.

En la prueba triaxial puede conocerse el esfuerzo aplicado utilizando un bástago de carga con pesos conocidos (prueba con esfuerzo controlado) ó bien puede medirse el esfuerzo empleando una báscula hidráulica y presionando el bástago sobre el espécimen a una velocidad conocida (prueba de deformación controlada). La deformación axial se mide utilizando extensómetros.

Actualmente existen otras muchas variantes en lo que se refiere a la manera de hacer fallar el espécimen; la que más se usa, además de la someramente descrita, es aquella en la que el esfuerzo vertical normal se mantiene constante y se aumenta la presión de confinamiento hasta que el espécimen falla deformándose hacia arriba; a ésta variante se le denomina prueba triaxial de extensión y se utiliza para simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa de suelo.

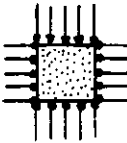
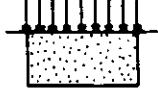
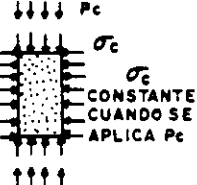
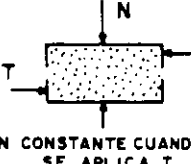
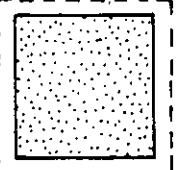
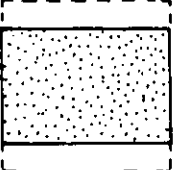
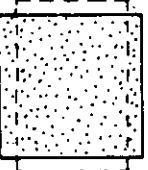
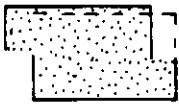
PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 P_c σ_c CONSTANTE CUANDO SE APLICA P_c	 N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T.
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO CON ALGO DE DISTORSION 	DISTORSION Y VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE DISTORSION Y ALGO DE VOLUMETRICA 
USOS	PARA ESTUDIOS DE DEFORMACION VOLUMETRICA	PARA REPRODUCIR ALGUNAS CONDICIONES REALES DE CAMPO	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS. ES LA PRUEBA MAS COMUN	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Figura 16. Tipos comunes de pruebas esfuerzo-deformación.

4. La prueba directa de esfuerzo cortante. En ésta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal se coloca dentro de una caja con dos secciones, la anterior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente. Se dá al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga a la falla del espécimen en el plano que define la unión entre las partes fija y móvil del dispositivo.

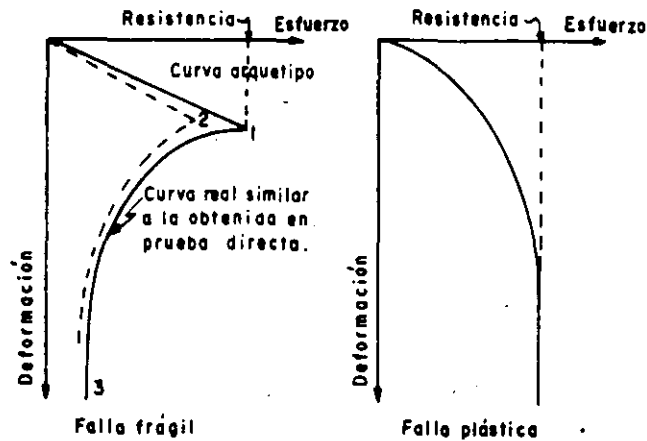


Figura 17. Tipos de falla considerados en los suelos.

En la Fig. 16 se muestran esquemáticamente las diferentes condiciones de esfuerzos, deformaciones y utilización de las pruebas que se han mencionado.

En general, las curvas esfuerzo-deformación que se obtienen de las pruebas someramente descritas más arriba corresponden a alguno de los dos arquetipos esquemáticamente presentados en la Fig. 17.

La curva llena de la parte a) de la figura es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cuál se llegó en forma aproximadamente lineal, decae rápidamente al aumentar la deformación. Los materiales con éste tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia desciende rápidamente, en tanto la deformación aumenta hasta la ruptura eventual; éstos materiales son confiables en tanto no se alcanza su resistencia máxima, pero en tal punto sufren lo que para fines prácticos es un verdadero colapso.

En la parte b) de la Fig. 17 se muestra la curva esfuerzo-deformación típica de los materiales de "falla plástica", en los que al llegar a un esfuerzo límite se produce la afluencia plástica del material bajo esfuerzo constante e igual al límite; en éstos materiales la falla no está bien definida, pero lo interesante desde el punto de vista práctico es que un material de "falla plástica" movilizará su resistencia a medida que aumente el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizar mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante (a no ser que haya alguna restricción exterior que impida tal deformación, como podría ser el hecho de que la masa de suelo que hubiese alcanzado la resistencia límite esté rodeada por otras masas de suelo con menores esfuerzos actuantes, que al estar sometidas a menores deformaciones impiden la deformación de la masa en fluencia) hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimientos", en la cuál el material suele movilizar resistencias mayores que la de fluencia, al somerselo a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico que un material de "falla plástica" continuará movilizando su resistencia máxima aunque se siga deformando bajo el esfuer

zo límite, lo cuál puede tener repercusiones muy importantes en el comportamiento estructural del material, que, por así decirlo, continuará resistiendo por completo tras lo que se podría considerar su falla; a diferencia de los materiales de "falla frágil", en los que sobreviene un verdadero colapso, acompañado de gran pérdida de resistencia, cuando sufre cualquier deformación adicional a la correspondiente al esfuerzo límite.

Es muy variable el intervalo de deformación que sea capaz de absorber un material de "falla plástica" en fluencia bajo esfuerzo límite antes de endurecerse.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras. No existe un límite preciso de compacidad a partir del cuál todas las arenas pasen del comportamiento plástico al frágil, sino que hay diferencias en éstos límites al analizar distintas arenas. Por ejemplo Skempton y Bishop reportan el caso en que una arena con porosidad inicial de 37.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando la porosidad alcanza el valor de 45.6%. Por su parte Lambe y Whitman presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas suelen hacerse comentarios similares, si bien en éste caso son más los factores que intervienen según habrá ocasión de discutir más adelante.

I-11 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES.

La compresibilidad de suelos granulares ha recibido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación; éstas eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que éste panorama simplista sea aún hoy correcto si se aplican al suelo granulares esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda aún tenerlo un ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en éstas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o construyendo los grandes terraplenes que las modernas carreteras exigen, es cada vez más frecuente y lo será aún más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y enrocamientos) trabajen sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los enrocamientos de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se explo

tan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan - éstos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes altos de las vías terrestres se construyen con suelos en que los fragmentos de roca, las gravas las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico. El ingeniero de Vías Terrestres no es entonces ya ajeno a los problemas de comportamiento de materiales granulares bajo esfuerzos relativamente altos, en los que pueden presentarse problemas serios de compresibilidad. Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de ñas deformaciones propias de las partículas que lo componen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden-

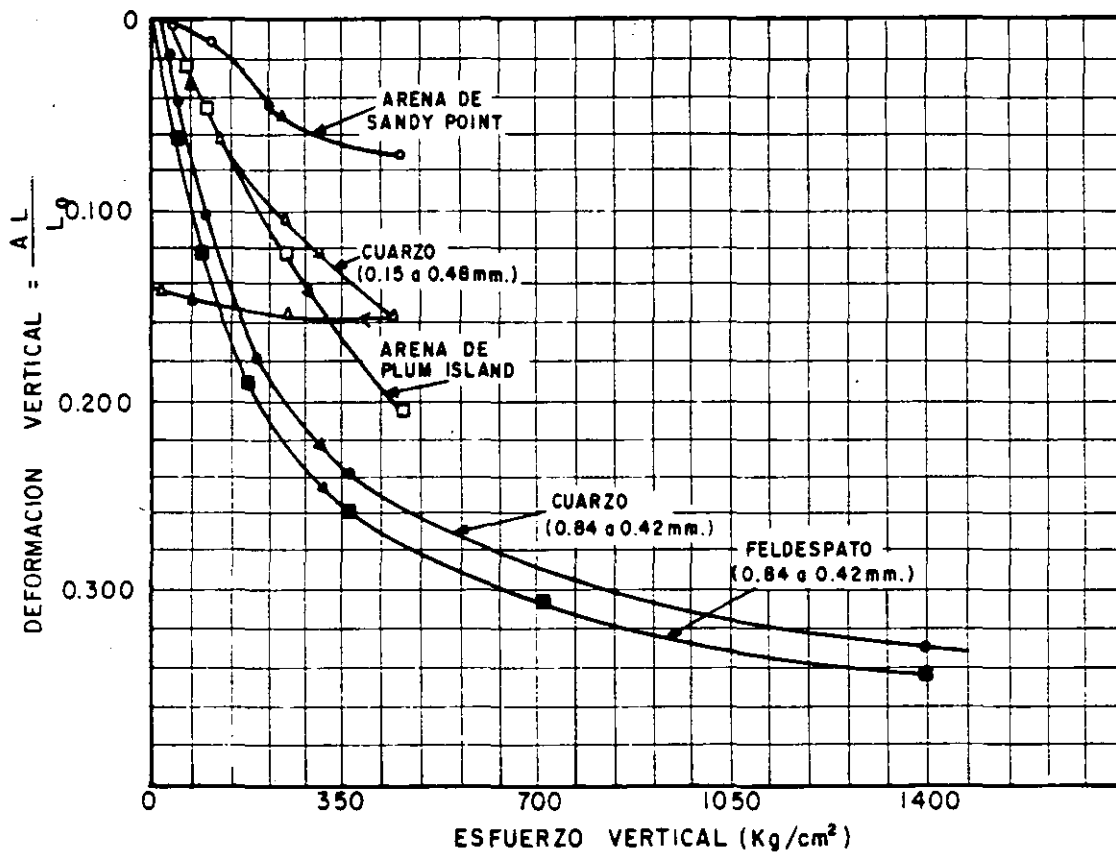


Figura 18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo.

ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos; el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamientos o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de éstas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

A Compresibilidad en compresión isotrópica

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica (ver párrafo I-10) pueden ocurrirle grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales; éstos producen rodamientos y deslizamientos de las partículas y como resultado se ejercen fuerzas cangenciales de consideración en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, éstas - fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, están actuando fuerzas de contacto - muy grandes en los contactos individuales.

B Compresibilidad en compresión confinada.

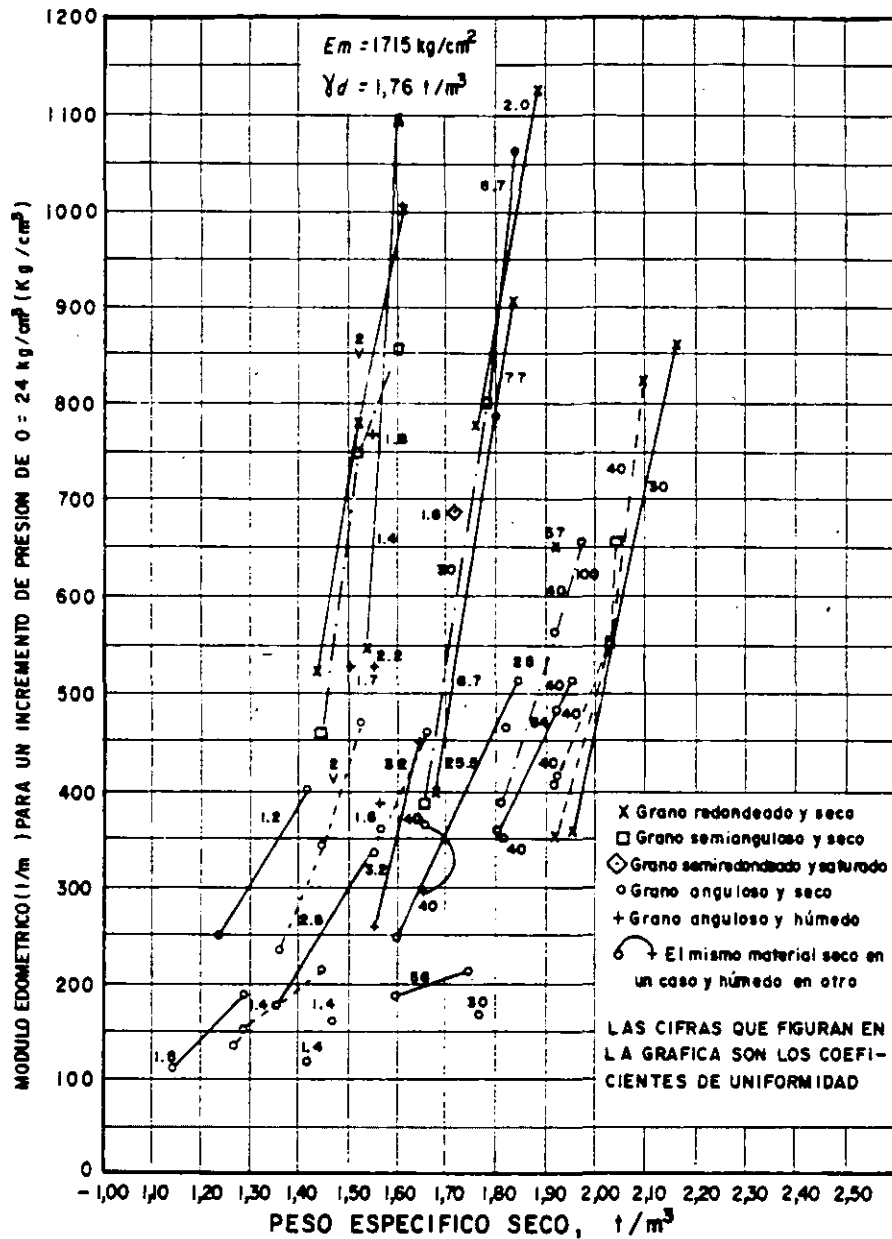
La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo de formación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que ésta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales transmitidas por áreas grandes. Para éste caso, Lambe y Whitman presentan datos sobre el comportamiento de arenas de cuarzo (y el cuarzo es con mucho el elemento más común en casi todas las arenas reales) uniformes, medias y gruesas, inicialmente compactas. Probadas en consolidómetro mostraron un punto de fluencia a partir de esfuerzos del orden de $140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, más allá del -

cuál el comportamiento fué plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de éstos niveles de esfuerzo la deformación compactó a la arena.

En la figura 18 se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en éstas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, - que aunque puede comenzar a esfuerzo bajo, aumenta gradualmente en altos niveles. Los esfuerzos típicos para los que se produce el comportamiento plástico de las arenas y, por consecuencia, sus grandes deformaciones, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y éstas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales.

Desde luego es cierto que los niveles de esfuerzo al que se refieren las investigaciones citadas por Lambe y Whitman (por mencionar un sólo ejemplo - de toda la evidencia experimental que ya va habiendo) son inusualmente altos - en relación a la práctica ingenieril. éstos datos se mencionan, más que nada, como norma de criterio.

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionantes en compresión confinada va acompañada de la producción de finos a causa de la ruptura de las partículas; ésta es grande cuando la granulometría es uniforme y mucho más pequeña sin la curva granulométrica es tendida. La producción de finos - también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente es mayor cuanto más suelto es el material.



La Fig. 19 presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulares, representadas por lo que el ponente define como módulo edométrico ($E_m = \frac{1}{m_v}$ donde m_v es el módulo de variación volumétrica, correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.

Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación; puede observarse de inmediato como aumenta el módulo edométrico al compactar el material. También se ve como un mismo material

es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano anguloso resultan ser más compresibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de ideas expuestas más arriba. En general -- los suelos con coeficiente de uniformidad bajo se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeado son las partículas y mayor es la variedad de tamaños, mayor es el peso específico, que se alcanza con una misma energía de compactación.

C. Compresibilidad en compresión triaxial.

Las características de compresibilidad de materiales granulares han sido estudiadas con un poco más de minuciosidad y en mayor variedad de casos y materiales en aparatos triaxiales, ya mencionados en el párrafo I-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

En el desarrollo de la prueba distinguen dos etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones muy pequeñas, acompañadas generalmente de una disminución en el volumen del espécimen, causado por una tendencia de las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. Después viene la etapa de falla, en la cual puede presentarse el máximo de resistencia, si la arena exhibe una falla frágil. Ahora las deformaciones verticales sólo se pueden producir si se desarrollan en la masa movimientos laterales de las partículas que las permitan, y la consecuencia definitiva parece ser un momento en el volumen del espécimen. Este es el efecto de distancia, que fue primeramente observado e investigado por O. Reynolds, en 1885. Como se dijo, en esta segunda etapa queda incluido el punto de resistencia máximo, a partir del cual la arena exhibe una disminución de resistencia, al continuar el proceso de deformación. Esta disminución, más notable cuanto más compacto sea el estado inicial de la arena (materiales de falla frágil marcada), puede explicarse como una consecuencia del acomodo individual de las partículas si se imagina una masa de partículas individuales de arena sobre una superficie horizontal, los planos de contacto entre los granos no serán horizontales si no inclinados, de manera que para producir la falla por cortante no sólo será necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, será preciso obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizando se sobre ellas.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante; pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el monto de resistencia y deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que estos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento (los planos a través de sus puntos de contacto irán siendo más horizontales en el ejemplo que se mencionó al principio de este análisis), irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece; naturalmente esta disminución de resistencia tiene

un límite inferior, representado por aquel arreglo de los granos que permita el deslizamiento relativo de esto sin movimiento de reacomodo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva es fuerza-deformación correspondiente a la falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.

Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual parece ser lo que efectivamente sucede, si se toma en cuenta que la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

Una de las investigaciones más significativas sobre compresibilidad y resistencia de materiales granulares, es la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para el proyecto de grandes presas; Marsal y sus colaboradores disponen de varias piezas de equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos fr partículas gruesas en altos niveles de esfuerzos. Este equipo incluye una cámara triaxial de alta presión (hasta 25 kg/cm^2), capaz de probar especímenes de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20 cm); un equipo de compactación a gran escala, y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15 cm en condiciones de deformación plana y hasta 22 kg/cm^2 de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentan algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

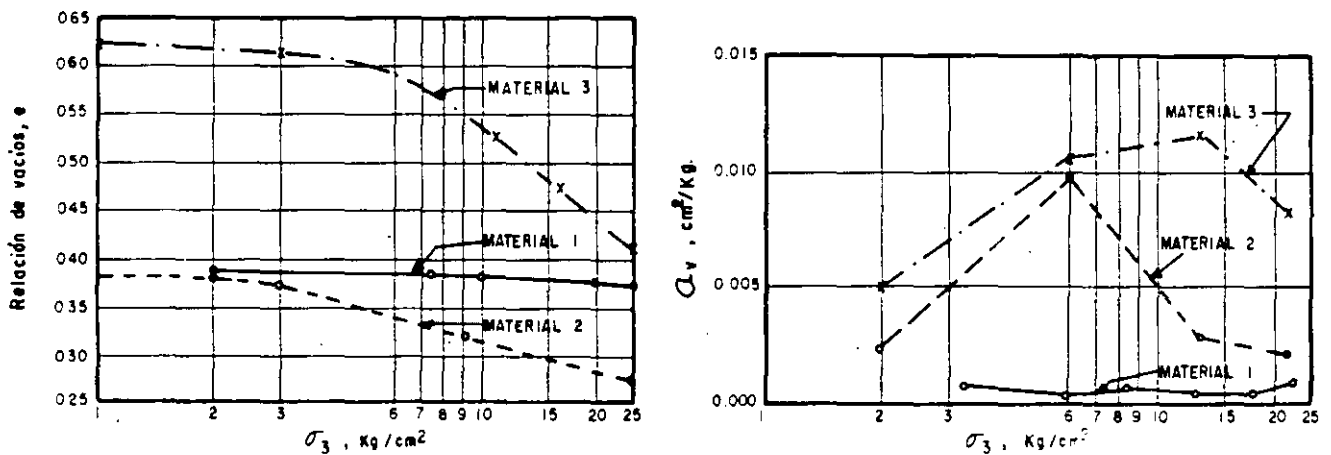


Figura 20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

En la figura 20 aparecen los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales nombrados 1, 2 y 3.

El material 1 está formado por fragmentos de basalto, producto de trituración. Los fragmentos eran sanos, con una resistencia a la compresión sin confinamiento superior a $1,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y el peso volumétrico seco del espécimen fue de -

2.14 T/m³. El material 2 fue un gneiss granítico, producto de explotación -- con explosivos; las partículas presentaban capas delgadas de esquistos; su resistencia a la compresión sin confinar fue de 740 kg/cm² y tenía un peso volu métrico seco de 1.98 T/m³. El material 3 fue otro gneiss granítico con granu lometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de 1.62 ton/m³; no se reporta su resistencia a la compresión sin confinar.

Puede verse en la figura 20 que las curvas relación de vacíos-presión de cámara presentan las características de las de los suelos preconsolidados. En la misma figura se aprecian los valores del coeficiente de compresibilidad a_v para los tres materiales; es de notar que los valores del coeficiente de compresibilidad son suficientemente importantes como para justificar asenta mientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

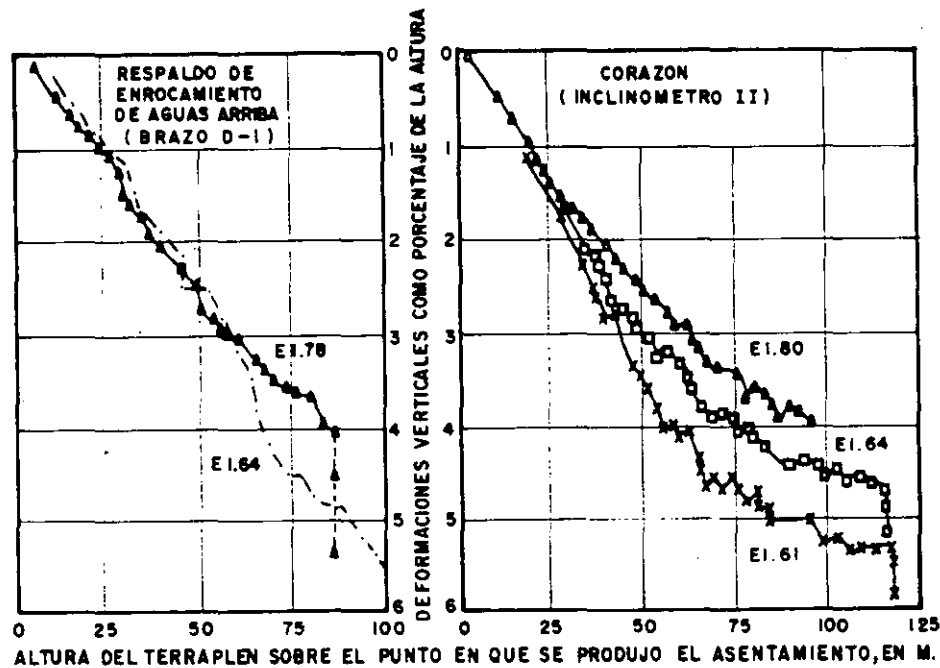


Figura 21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo.

Resultados como los anteriores están contra la actitud tradicional, aún más común en la tecnología de las vías terrestres de lo que fuera de desearse, de sus dimensiones y de como se construyan. De hecho, Marsal y sus colaboradores han encontrado para el caso de la Presa El Infiernillo de 148 m de altura (Fig. 21) que los respaldos de enrocamiento han sufrido asentamientos del mismo orden que los del corazón impermeable arcilloso, construido con materiales de los que tradicionalmente se consideran compresibles.

Un problema fundamental y estrechamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares y grano grueso bajo cargas importantes y que ha sido puesto de manifiesto por la investigación moderna, es el que se refiere a la ruptura de las partículas y su contribución a la deformación total. El fenómeno produce cambios en la composición granulométrica y en las propiedades mecánicas del material muy especialmente en la compresibilidad. La Fig. 22 muestra las curvas de composición granulométrica de los tres materiales de enrocamiento estudiados por Marsal y sus colaboradores, a los cuales ya se ha

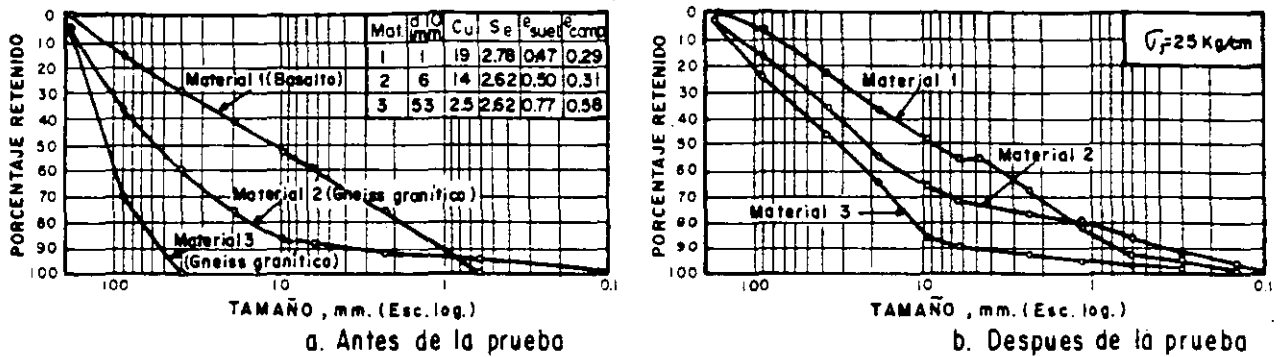


Figura 22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

hecho referencia un poco más arriba, antes y después de ser probados en la cámara triaxial gigante, llegando a presiones de confinamiento de 25 kg/cm².

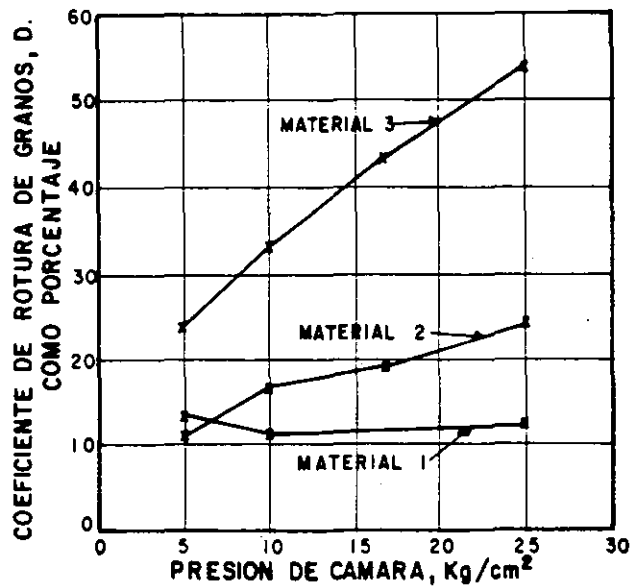


Figura 23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

Es de notar muy especialmente la degradación sufrida por el material -- No. 3 (de granulometría muy uniforme). Aunque el fenómeno es claramente perceptible en los tres materiales. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor rotura de granos.

Marsal propone como medida de la rotura de granos un número. Representado por b , que se obtiene como sigue. Una vez que se dispone de la curva granulométrica del material antes y después de la prueba triaxial. Es posible com

parar los porcentajes retenidos en ambos casos y obtener sus diferencias: se consideran positivas las diferencias en que el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativas en caso contrario. Pues bien. La suma de las diferencias positivas es precisamente el valor de b buscado. Es evidente que la diferencia en cada porcentaje retenido representa la fragmentación que ha tenido lugar en esa fracción del suelo. En la Fig. 23 se relaciona el coeficiente b de rotura de granos con el valor de la presión de confinamiento utilizada en la cámara triaxial. En diferentes pruebas.

I-12 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

A Consolidación.

La deformación de los suelos cohesivos, aún bajo cargas relativamente pequeñas ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos plásticos. De hecho, los más tempranos triunfos de la Mecánica de Suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teoría y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también lo que estos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de solicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo, se denominarán procesos de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical; ésta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad, por ejemplo, en estratos de gran extensión en comparación con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando es estrato grueso de arcilla contiene gran cantidad de capas delgadas de arena que la deformación lateral queda restringida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares. Las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (párrafo I-10) sobre especímenes representativos en suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos. En comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la

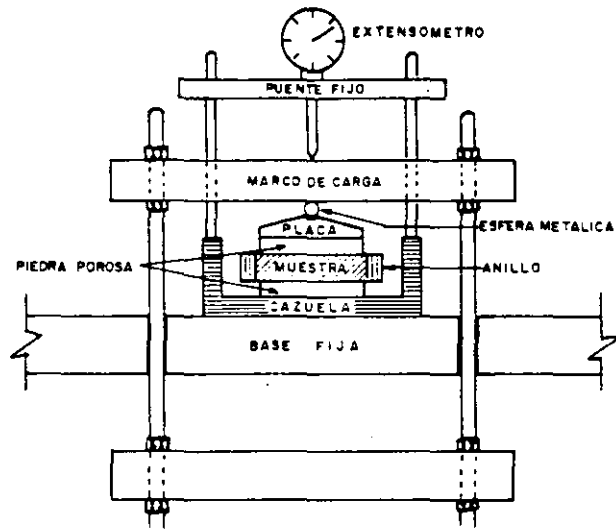


Figura 24. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante.

carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si este es el caso o no, no se sabe en la actualidad es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyen en el hecho observado de que los asentamientos predichos sean mayores que los reales.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, se le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro (Fig. 24) el consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante" hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la Fig. 24 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiéndole que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

Cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los

tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado. En

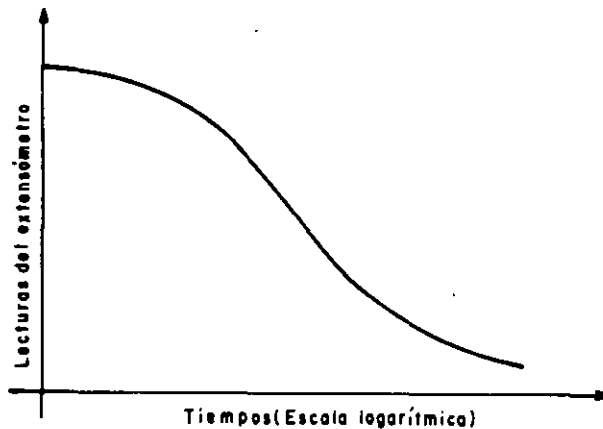


Figura 25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

la figura 25 se muestra en forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura 26 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (Fig. 26.b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El B es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la figura 26.b

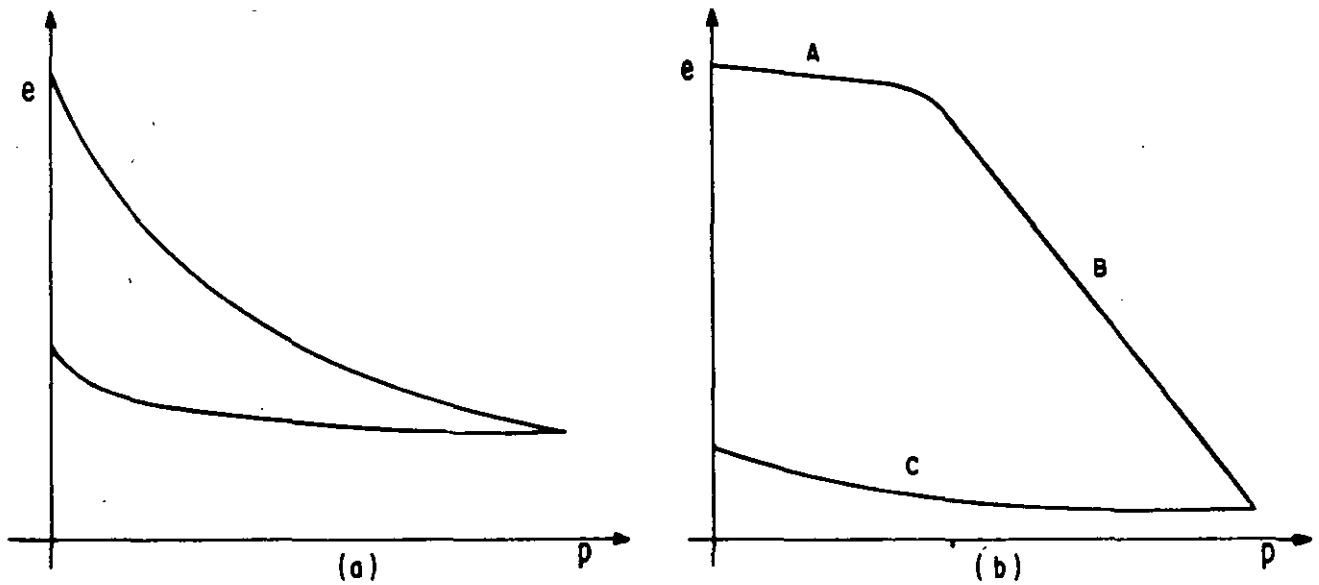


Figura 26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semilogarítmica.

corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recom prensión"; el B, "tramo virgen", y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprenderá con lo que sigue.

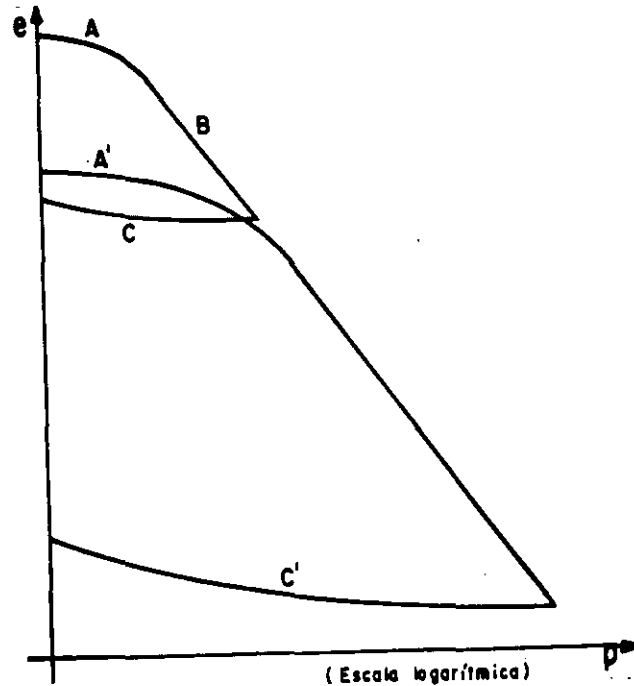


Figura 27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consolidación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p = 0$.

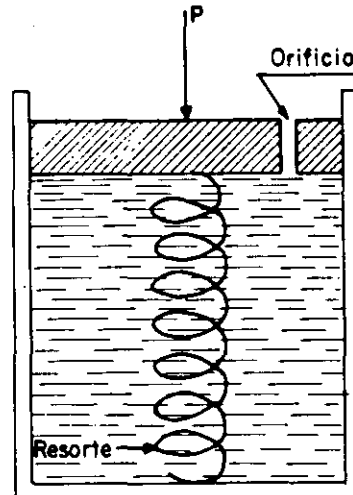


Figura 28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos:

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio es la que aparece en la Fig. 27.

En la gráfica A' B' C', correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A', de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior; mientras que el nuevo tramo virgen, B', rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C' resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A', B' y C', del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C, del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A', cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior; mientras que un tramo virgen, tal como el B', resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. 26.b, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo B son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pistón sin fricción. Con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. 28.

Al pistón lo soporta un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga P , manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse en nada y, así, toda la carga P estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de cargas del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño de orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que en la totalidad de la carga P quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de P .

Si en lugar de un cilindro con un resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados como se muestra en la Fig. 29, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1, 2 de la Fig. 29) no habrá en el fluido ninguna tendencia a moverse, si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga P al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3 de la Fig. 29. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas para el caso de una prueba de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio (P/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática estando la carga P totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante (1) después de la aplicación de la carga (P), la distribución de presiones del fluido y los resortes, u y p respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. 29. Nótese que en cada cámara la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión, representadas por los tramos horizontales, se producen solamente en los orificios. Conforme el tiempo pasa, la línea quebrada se desplaza continuamente hacia la izquierda.

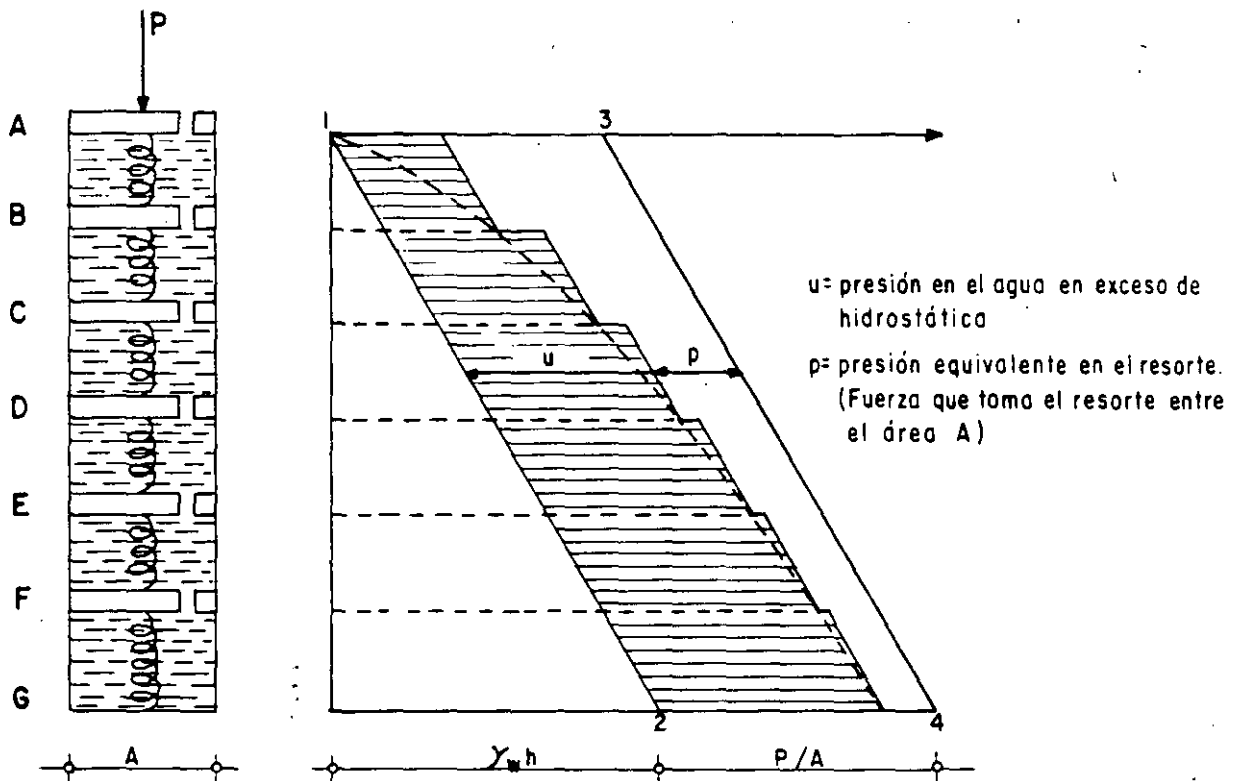


Figura 29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

Si el volumen de las cámaras se considera muy pequeño y el número de ellas muy grande, el modelo se acercará a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (Curva de trazo discontinuo en la Fig. 29). En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo el agua intersticial libre por el fluido incompresible de las cámaras y los canalículos capilares por los orificios de los émbolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor, H , tal que pueda considerarse despreciable la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas (Fig. 30).

Se supondrá que el agua sólo puede drenarse por la frontera superior del estrato, al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sometido a una presión p , durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión. Considérese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión p . La presión total sobre el estrato será $p_2 = p_1 + p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática

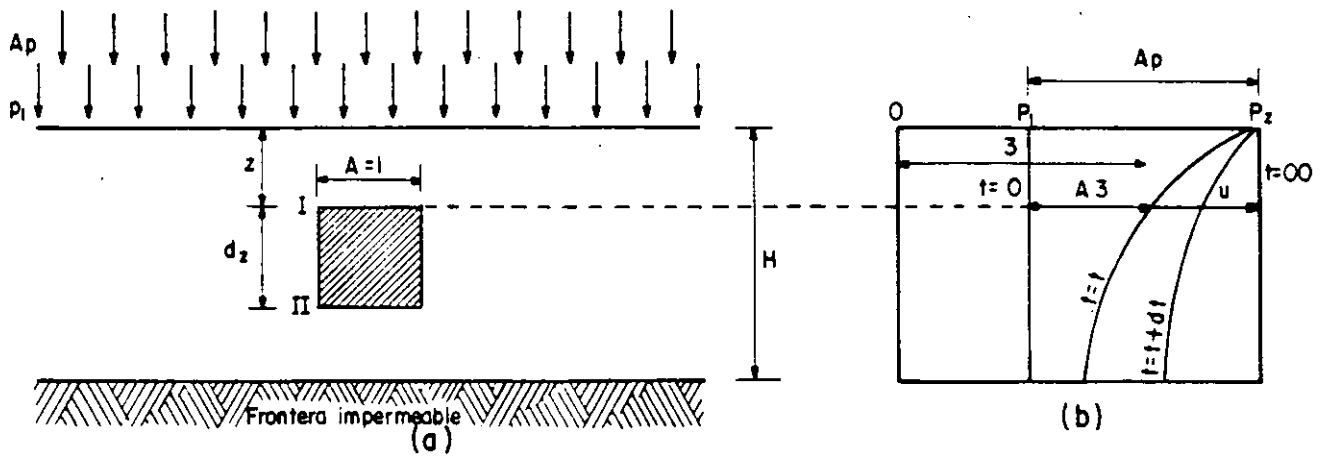


Figura 30. Estado de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

tica (a lo largo de todo el espesor H), igual a p_1 , como se muestra en la Fig. 30.b.

Al cabo de un tiempo t habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, parte del exceso de presión hidrostática se habrá transferido a la estructura sólida del suelo (\bar{p}). La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($p = p_1 + \bar{p}$ y u , respectivamente) queda representada por la curva $t = t$ en la misma Fig. 30.b.

Es evidente que

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante, t y a cualquier profundidad, z . En un instante posterior, $t + dt$, la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. 30.b. En esta figura se puede ver que tanto la presión \bar{p} , en la estructura del suelo, como la u , en el agua intersticial, son funciones de la profundidad z , y el tiempo t . Puede escribirse

$$u = f(z, t)$$

Por lo tanto,

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

que se ha llamado ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua sólo vertical, pues se planteó y se dedujo bajo tales hipótesis.

En ella:

k , es el coeficiente de permeabilidad del suelo.

e , es la relación de vacíos del suelo (antes de iniciarse el proceso de consolidación).

a_v , es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}} = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}}$$

Este coeficiente expresa el cambio de la relación de vacíos para un incremento dado de la presión efectiva; es la pendiente de la curva de compresibilidad (Fig. 26). A partir del coeficiente a_v se define:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

llamado coeficiente de variación volumétrica, que expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con el volumen inicial.

Finalmente, la expresión

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = c_v$$

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo.

Para llegar a una solución manejable, (que aparece al principio de la página) ha de resolverse para las condiciones iniciales y de frontera del problema particular de que se trate.

La solución que se menciona en lo que sigue considera que la presión \bar{p} que produce la consolidación de un estrato de espesor H , es constante en todo el espesor (la solución es también aplicable a una repartición triangular de la presión). Dicha solución es:

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)^2} \text{sen} \left[\frac{(2n+1)z}{2H} \right] E - \frac{(2n+1)^2}{4H^2} \frac{2C_v}{v} t \right\}$$

Donde:

u ; es la presión que tiene el agua por arriba de la hidrostática, en punto del estrato a la profundidad z y en el instante t del proceso de consolidación.

z : es la profundidad del punto dentro del estrato en que se calcula u .

h : es el espesor del estrato que se consolida.

t : es el instante del proceso de consolidación en que se mide u .

E : es el número base de los logaritmos neperianos.

Naturalmente la ecuación anterior no es manejable para la solución de un problema práctico. Para transformarla en una expresión que si se pueda utilizar en un cálculo sencillo, es preciso definir los siguientes dos conceptos importantes.

a) Grado de consolidación de un estrato sometido a un proceso de consolidación, en un instante intermedio del proceso, t , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por U .

El grado de consolidación así definido resulta ser

$$U (\%) = 100 \left[1 - \frac{\int_0^H u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right]$$

donde u está dado por la expresión anterior.

b) Factor tiempo, T, es la magnitud adimensional:

$$T = \frac{C_v}{H^2} t$$

Con estas definiciones, substituyendo la expresión y utilizando las expresiones anteriores se obtiene como resultado final:

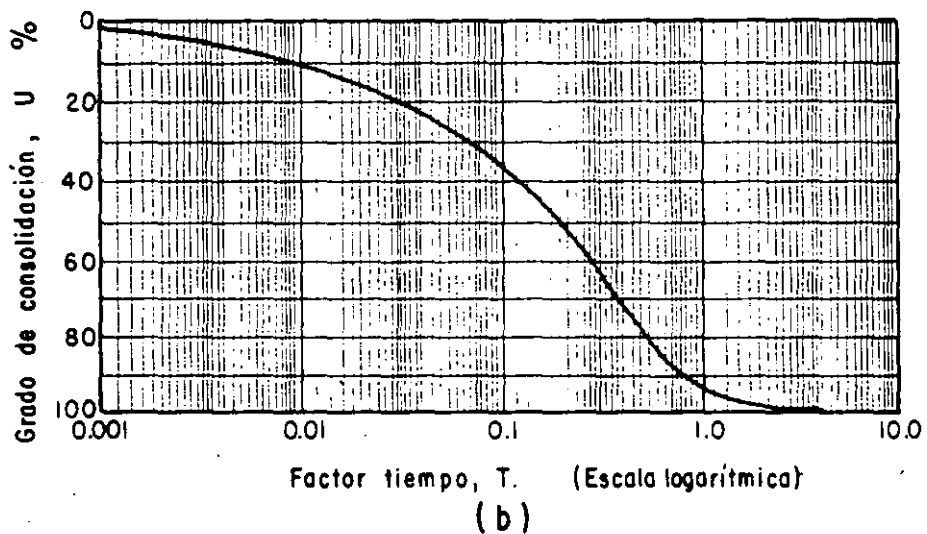
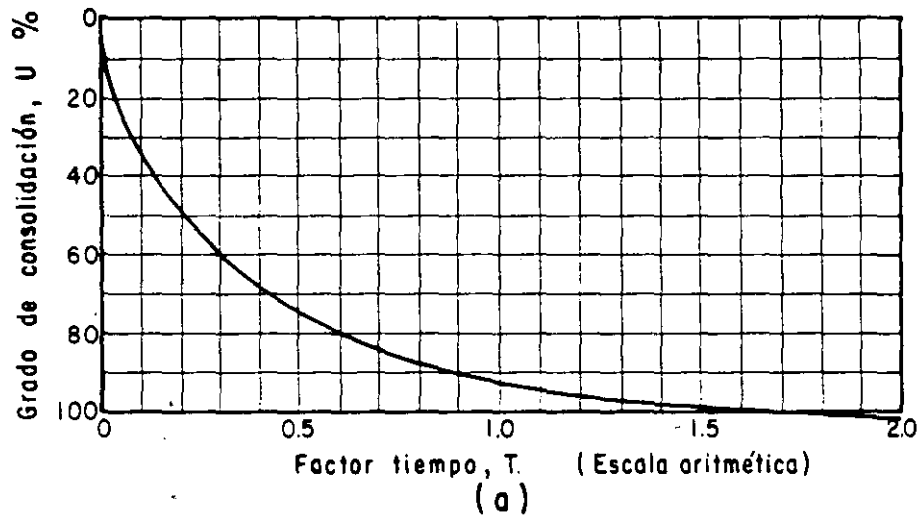


Figura 31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético. b) Trazado semilogarítmico.

$$U (\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right]$$

La expresión anterior establece la relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo, y es la expresión conclusiva de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi.

A partir de la expresión anterior, dando valores a T y calculando la correspondiente de U, resulta la relación anotada en la tabla I.1 y representada en la Fig. 31.

La teoría de la consolidación unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (anterior), en la tabla I.1 o en la Fig. 31, está obtenida bajo las siguientes hipótesis.

- a) El suelo se deforma en una sola dirección, por ejemplo la vertical.
- b) El flujo del agua ocurre sólo en la dirección vertical.
- c) Es válida la ley de Darcy.
- d) El suelo está totalmente saturado.
- e) El agua y las partículas minerales del suelo son incompresibles, al ser consideradas individualmente.
- f) La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña como que para un valor dado de la variable z pueda suponerse constantemente durante todo el proceso de consolidación.
- g) \bar{p} es constante en el estrato.
- h) El coeficiente de consolidación, C_v , es constante durante todo el proceso de consolidación.
- i) En el momento en que se hace una aplicación práctica de la teoría de la consolidación al cálculo de un asentamiento, obteniendo los parámetros de comportamiento del suelo (por ejemplo, el C_v) de una prueba de compresión no confinada efectuada en el laboratorio, se acepta que estos parámetros tienen en el fenómeno real los mismos valores que en la prueba lo equivale a aceptar la plena representatividad de la prueba y a despreciar todos los efectos de escala entre prueba y realidad.

El conjunto de las hipótesis anteriores señala el campo de aplicabilidad de la teoría de Terzaghi. Ya se comentó que las hipótesis (a) y (b) son razonables en estratos de gran extensión y mucho menor espesor, pero naturalmente no se puede hablar de flujo vertical únicamente, si la masa de suelo en consolidación bajo carga tiene dimensiones del mismo orden en las tres direcciones del espacio.

La hipótesis (c) probablemente se ajusta bastante a lo que sucede en los suelos finos cohesivos.

Las hipótesis (d) y (e) seguramente no inducen errores muy graves en las aplicaciones de la teoría a suelos muy finos (arcillosos) situados bajo el nivel freático (como suele ser el caso de los suelos transportados y deposita -

dos en zonas lacustres fluviales o marinas); sin embargo, hay dudas sobre lo que puedan deformarse y romperse los cristales del suelo, bajo las altas presiones que en realidad actúan entre sus puntos de contacto.

TABLA I.1

Relación Teórica U (%) - T

U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	

La importancia de las hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales; de hecho, en este caso particular, los resultados de la Teoría de la Consolidación ha demostrado muchas veces su excelencia para producir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de la aproximación ingenieril.

Se vio que el factor tiempo se definía como

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2}$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato.

En realidad, este punto merece una disgresión. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical, es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig.32.a). Si el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato del suelo, o sea que el espesor efectivo es la mitad del real (Fig.32.b). En las fórmulas de la teoría de consolidación unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2 , los períodos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2}$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo t , necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad k . Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2 , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1}$$

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad a_v . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes, a_{v1} y a_{v2} los tiempos, t_1 y t_2 , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v1}}{a_{v2}}$$

Al hacer a una muestra de suelo una prueba de consolidación se obtienen curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Ya se vio que estas curvas relacionan las lecturas realizadas en un micrómetro con los correspondientes tiempos.

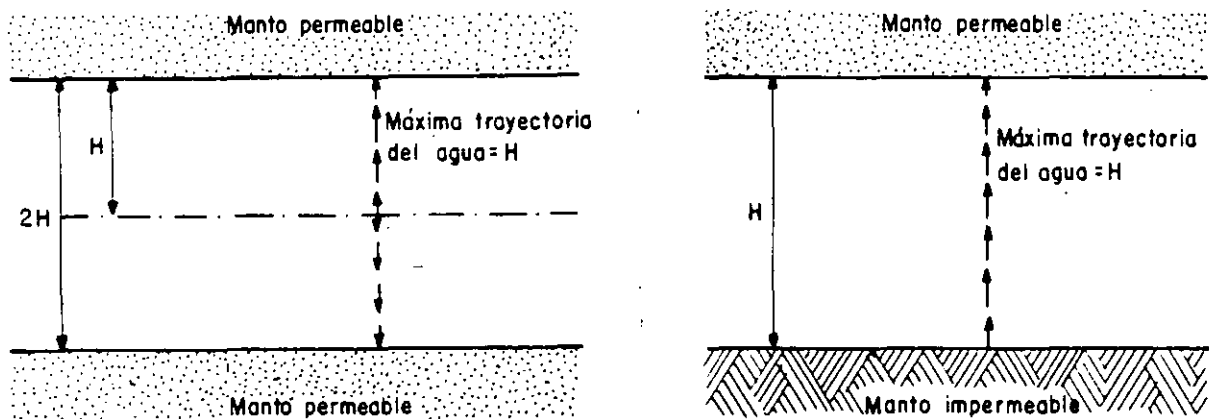


Figura 32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la Teoría de Terzaghi, se ha obtenido una curva teórica $U (\%) - T$, en donde T es el factor tiempo, que involucra a todas las variables que afectan el progreso del proceso de consolidación.

Desde luego T y t son directamente proporcionales para una muestra dada, en una cierta condición de carga.

Si se imagina, además, que el suelo sigue rigurosamente los requerimientos de la teoría, el grado de consolidación y las lecturas micrométricas estarían también relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad, puesto que, en tales condiciones, a un 50% de consolidación, por ejemplo, está asociada la mitad de la deformación del suelo. Así pues, si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica $U (\%) - T$ y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes, difiriendo únicamente en el módulo de las escalas empleadas. Incidentalmente, lo que las curvas de consolidación se aparten de la forma teórica ofrece una medida simple para calificar lo que ese suelo se aparta de un comportamiento estrictamente apegado a la Teoría de Terzaghi.

Por lo tanto, si el suelo se apega a la teoría será posible lograr que las dos curvas coincidan totalmente, a condición de modificar la escala de las curvas prácticas en la proporción conveniente.

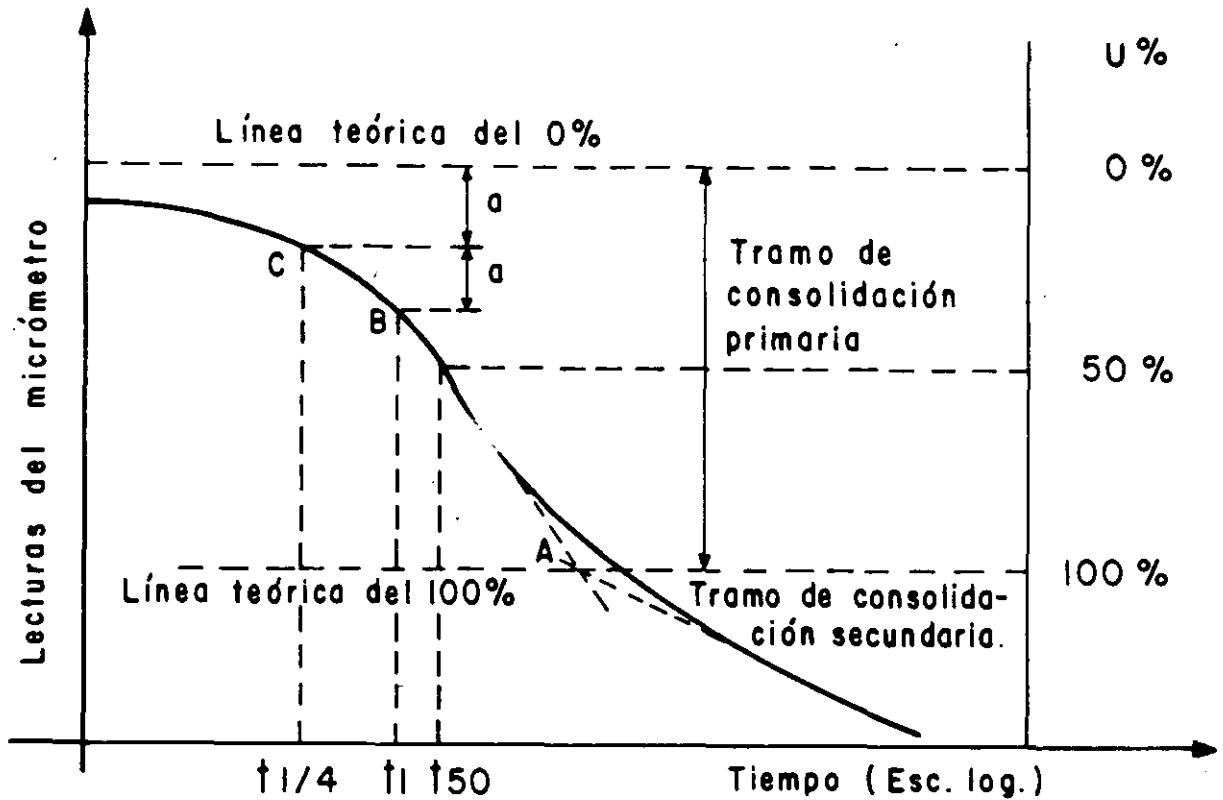


Figura 33. Determinación de % y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica, y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala U (%) con las lecturas micrométricas.

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola y puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al doctor A. Casagrande que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (Fig.33).

En trazado semilogarítmico, la curva de consolidación presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto, generalmente muy preciso, la parte en donde la consolidación secundaria ya se hace notable. Esto permite definir, por simple inspección, la zona en que la consolidación primaria se completa; prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transi

ción entre la parte inclinada de amplia curvatura y el tramo recto final (véase la Fig. 33). Empíricamente se ha observado (A. Casagrande), que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de compresión secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Como el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba, realmente no es posible fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarrollo de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aún muy no-

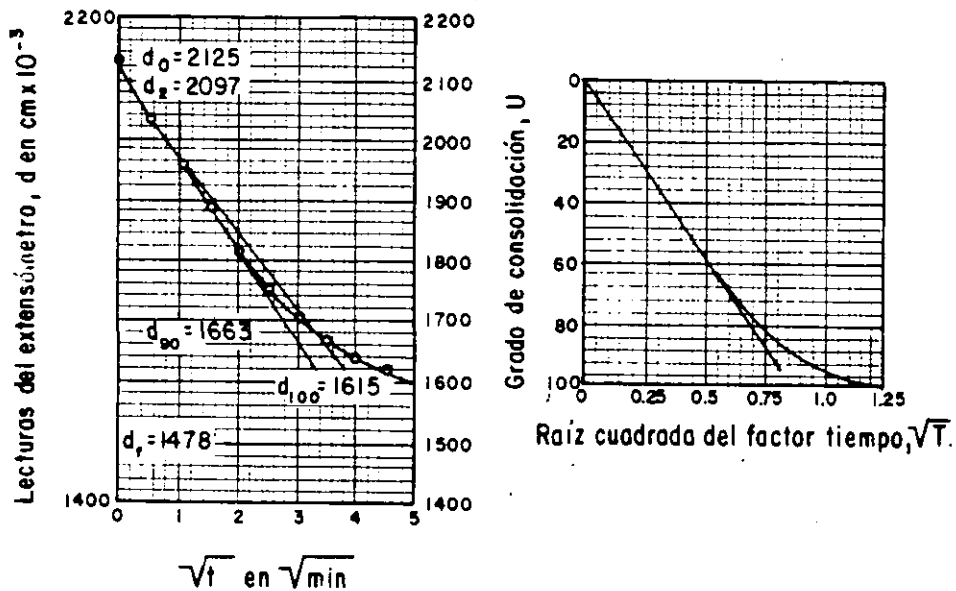


Figura 34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de C_v .

torio y por esa razón se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de una aproximación razonable. La línea de 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (Fig. 33).

Escójase un tiempo arbitrario, t_1 , tal que el punto correspondiente, B, en la curva observada esté situado, de un modo notorio, antes del 50% de consolidación. Obténgase el punto C, correspondiente a un tiempo $t_1/4$ y determínese la diferencia de ordenadas, a , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de $\sqrt{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola está a una distancia a arriba de C. Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la Fig. 33 puede verse en la parte derecha la escala U (%) trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo, t_{50} , juega un papel de interés en cálculos que se detallarán posteriormente).

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala U (%) en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0 y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de que la forma de la curva de consolidación se apegue a la curva teórica, de modo que se definan los quiebres y las inflexiones necesarias. Desgraciadamente esto no siempre sucede en la práctica y muchas veces la forma de las curvas obtenidas en el laboratorio es totalmente inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D. W. Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

El método exige el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usan como ordenadas los valores de U (%) y como abscisas los valores de

\bar{T} (Figura 34.a).

La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, como debe suceder teniendo en cuenta que es aproximadamente parabólica en ese intervalo.

De la tabla de valores, ya obtenida, U (%) — T , úede determinarse que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. En la Fig. 34.b, se muestra una forma típica de curva real en representación de lecturas micrométricas — \bar{T} . Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trácese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación de un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada.

Usando esta construcción conviene calcular el C_v con la expresión

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848 H^2}{t_{90}}$$

De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga (Fig. 27), se deduce que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su carga de preconsolidación y juega muy importante papel en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca sino gradual, y no se puede determinar a simple vista la presión con que comienza el segundo tramo mencionado. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación (P_c), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para

los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. 35.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determínese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (H) y el virgen (I). Por T trácese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determínese la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t. Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (P_c) del suelo.

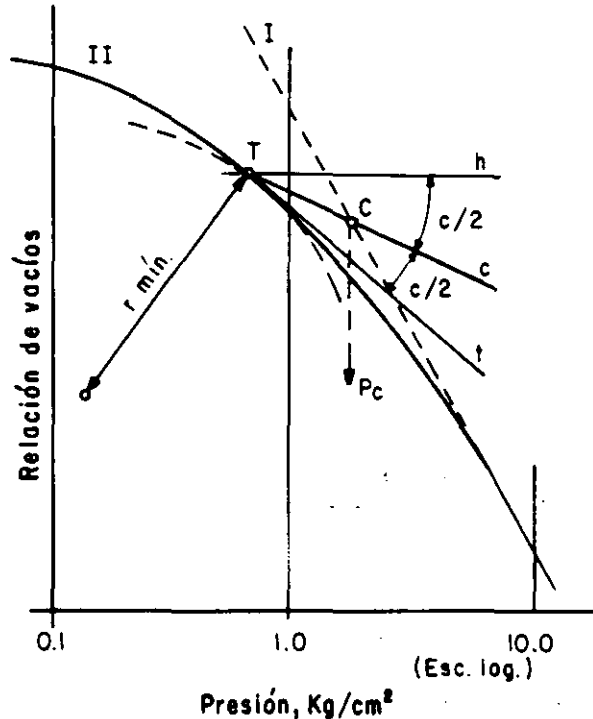


Figura 35. Determinación de la carga de preconsolidación.

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que el trazado semilogarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se vea afectada de un modo muy notable por las espansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual (P_1 , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga es un p cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H$$

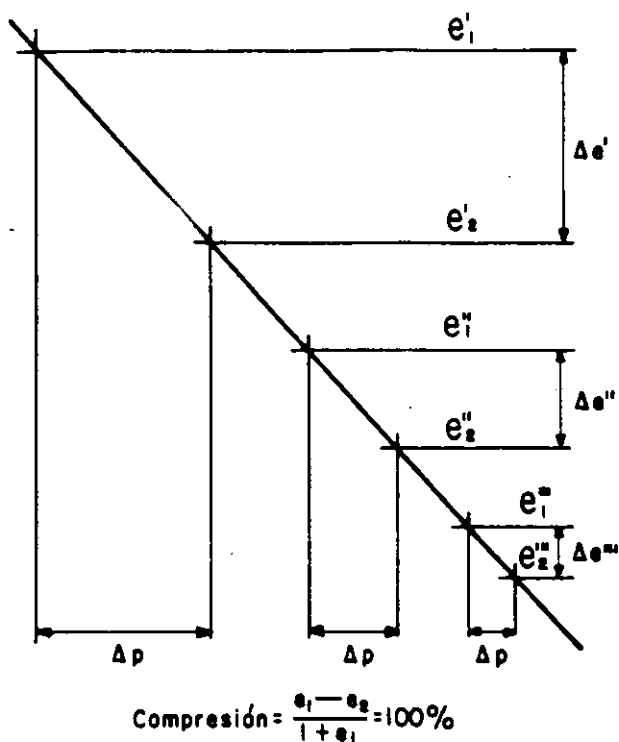


Figura 36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor P_1 inicial.

en donde H es el espesor total del estrato de suelo.

Puede verse en la figura 36 que en el trazado semilogarítmico es el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión p es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial (P_1).

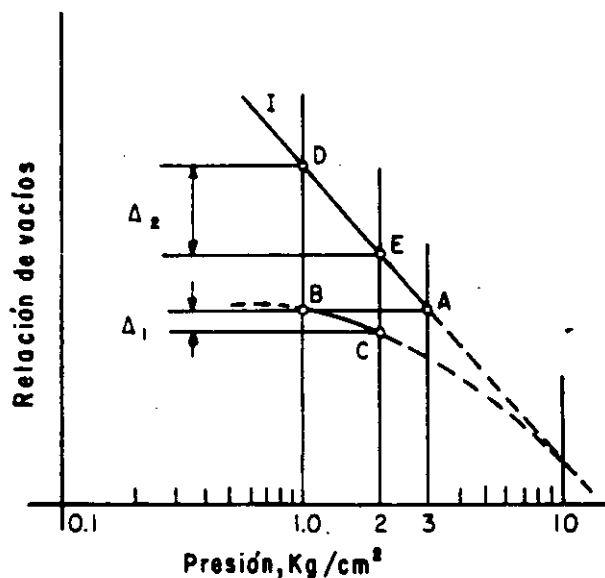


Figura 37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión virgen permanezca inalterada.

Por ejemplo (figura 37), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm², que después se haya reducido a 1 kg/cm² por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm² por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre B y C, de la curva de compresibilidad del suelo; esto produce 1. Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm², la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre D y E, que conduce a la compresión 2, mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

B Asentamientos y expansiones.

La aplicación más útil de la Teoría de consolidación unidimensional y de las ideas expuestas sobre compresibilidad de suelos cohesivos es el cálculo del asentamiento total que un estrato anilloso sufrirá al recibir una solici-

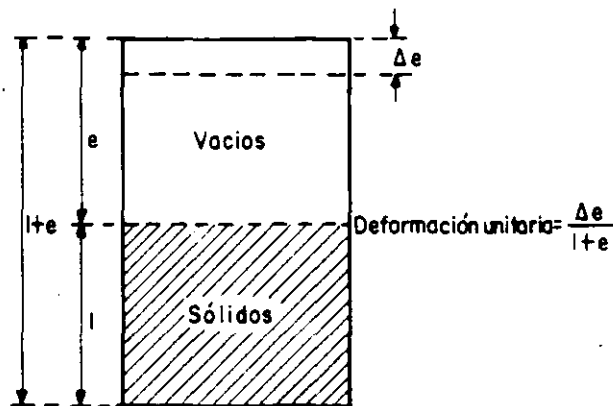


Figura 38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

tación exterior y el análisis de la evolución de ese asentamiento con el tiempo, ambas cosas igualmente importantes para el ingeniero de vías terrestres. La magnitud del asentamiento total es de importancia obvia; baste decir que su cálculo podrá indicar, por ejemplo, cuanto se hundirá un terraplén cimentado sobre arcilla blanda o cuanto se hundirá el puente al que tal terraplén sirve de acceso, según se elija para este uno u otro tipo de cimentación, de todos los que puedan usarse.

La evolución del asentamiento con el tiempo es el otro dato imprescindible del ingeniero que ha de preocuparse por hundimientos; es radicalmente diferente el efecto de un asentamiento de 30 cm (por mencionar una cifra) sobre una estructura rígida, tal como un puente, si se produce en forma relativamen

te rápida, o si ocurre en un lapso de varios años.

En el ejemplo del puente y el terraplén de acceso antes mencionado, no bastaría al ingeniero conocer los asentamientos totales de ambas estructuras para comprender su interacción; necesitará, además, conocer como ocurre el movimiento de ambas estructuras a lo largo del tiempo; sólo así podrá llegarse a ideas claras en cuanto a elección del tipo de cimentación conveniente, previsión de renivelaciones o elevaciones de partes del puente, etc.; muchas veces el conocimiento de que una parte fundamental del asentamiento de un terraplén de acceso ocurrirá en un lapso breve, por ejemplo dentro del tiempo de construcción de un camino, permitirá llegar a soluciones muy simples y seguras para establecer una buena interacción entre estructura de acceso y puente, tal como podría ser decidir que el terraplén de acceso se construyese con suficiente anterioridad respecto al puente, eligiendo ya para este un tipo de cimentación no susceptible de sufrir asentamientos.

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una sobrecarga p , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la figura 38 si e representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, cuyo espesor total era $dz = 1 + e_0$, siendo e_0 la relación de vacíos inicial, puede expresarse el cambio de altura del elemento por la expresión -

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

integrando la ecuación (anterior) a todo el espesor real del estrato compresible H , se obtiene

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de las z . La ecuación anterior es general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidaciones.

La ecuación anterior sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. 39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato compresible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad (parte a de la figura 39). Sobre esas gráficas podrá llegarse al valor de \bar{p}_0 , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_0 ; a continuación, podrá llevarse, a partir de \bar{p}_0 , el valor \bar{p} , que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exterior

res, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $\bar{p} = \bar{p} + \bar{p}$ proporcionará la e final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse un $e = e - e_0$ y, por lo tanto, $e/1 + e_0$.

En la parte b de la figura 39 se muestra la gráfica $e/1 + e_0 - z$, que deberá trazarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior - aplicado a las distintas profundidades.

Basta ver la fórmula anterior para notar que el área entre 0 y H bajo la gráfica anterior, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporciona directamente el valor de e H.

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato compresible, homogéneo, de pequeño espesor, en que el coeficiente m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, puede escribirse:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot dz = m_v \int_0^H \Delta \bar{p} \cdot dz$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si además \bar{p} puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula anterior se reduce simplemente a:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot H$$

La ecuación anterior goza de una popularidad seguramente inmerecida, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que las usan.

El cálculo de la evolución H con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería práctica, requiere la determinación previa del coeficiente de consolidación del suelo (C_v), que interviene en la ecuación:

$$T = C_v \frac{t}{H^2}$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto, $T_{50} = 0.197$, según se reduce de la curva de consolidación teórica; t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala U (%) en la curva de consolidación (ver figura 33), y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra es este incremento de carga.

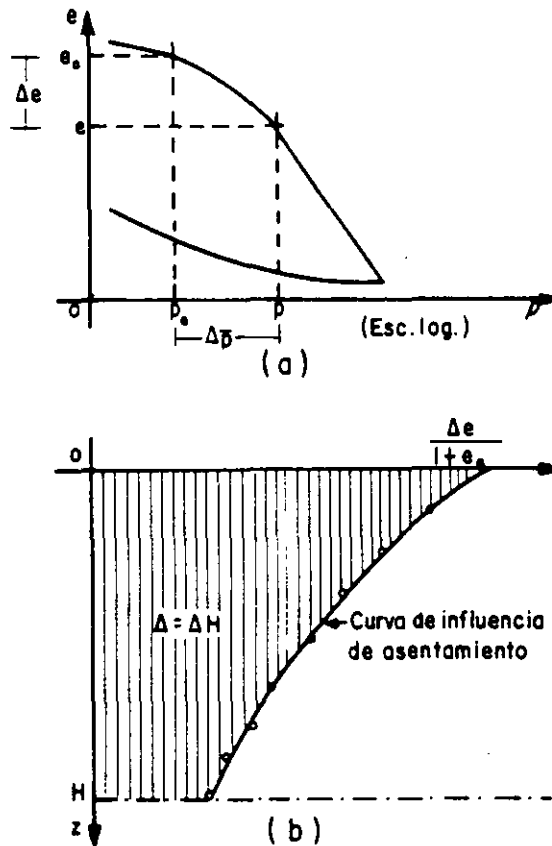


Figura 39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

Entonces,

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}}$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (anterior). Así pues, se tiene un valor de C_v para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga p , se tomaría como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese p .

Obtenido el C_v del suelo, la ecuación

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T , por ejemplo los que figuran en la tabla (I-1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evolucione el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como por ejemplo en una excavación, es de interés poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es esencialmente parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las ideas antes expuestas se podría desarrollar un procedimiento similar para llegar a la meta propuesta. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de señalarse y es conveniente discutir, con base en idealizaciones, algunos conceptos que no son evidentes, pero que pueden servir de base para analizar con buen criterio un caso real.

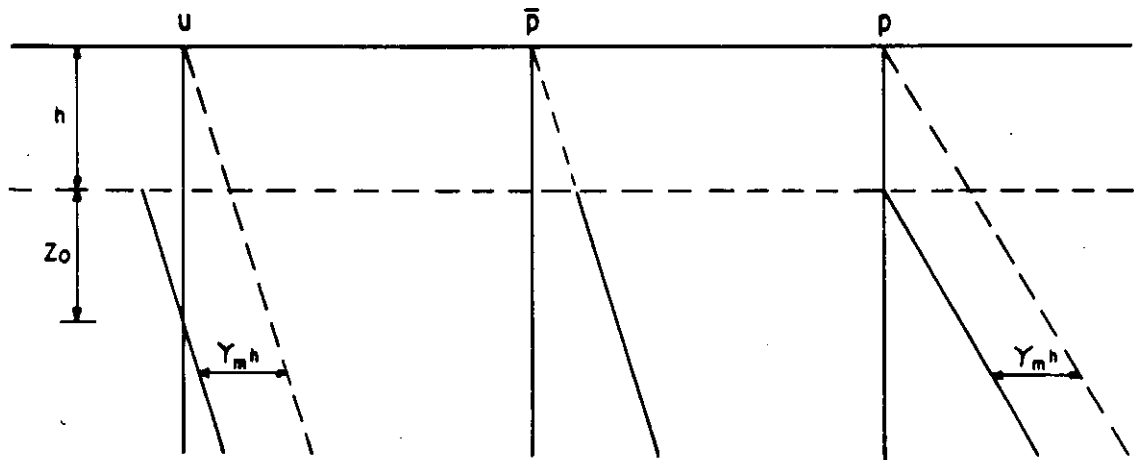


Figura 40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, arcilloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilitar la exposición se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la figura anterior. Supóngase ahora que se efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita. La presión total removida será $\gamma_m h$ y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se

reducirá en esa cantidad; como en el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo tomará la descarga, disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales también en la magnitud $\gamma_m h$. Como quiera que la presión original del agua a la profundidad h era $\gamma_w h$, la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea, será:

$$\gamma_w h - \gamma_m h = \gamma'_m h$$

o sea que aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad h , que en este caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivas y totales se mantendrán en el tiempo y corresponderá tanto al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsecuente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán en este caso, ninguna expansión.

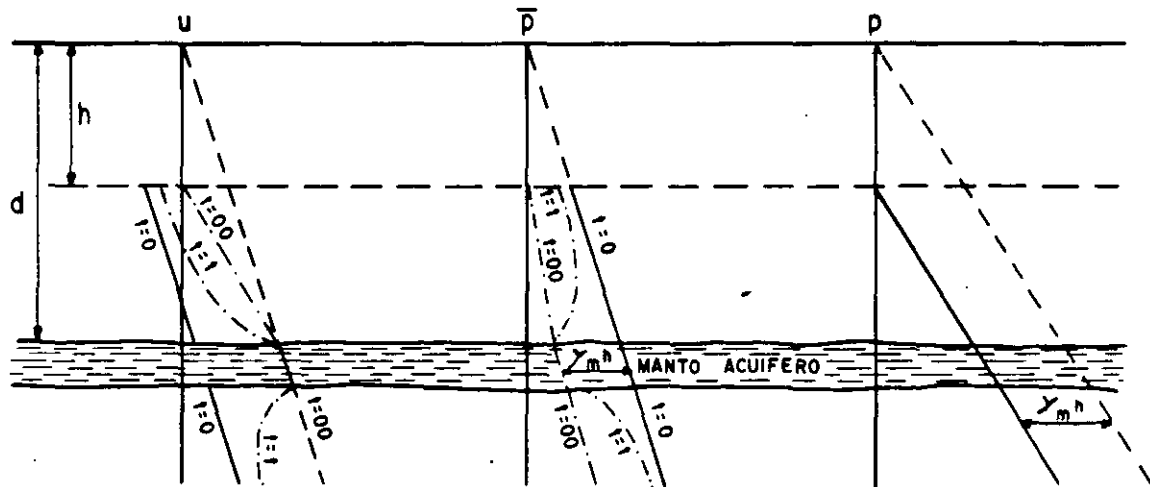


Figura 41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

Al observar el diagrama de presiones en el agua después de la excavación se nota que el nivel al cual la presión neutra es nula (nivel freático) corresponde a la profundidad.

$$z_0 = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} h$$

Este abatimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así basta con excavar el suelo a la profundidad \bar{h} (en extensión infinita) para lograr que el nivel freático se abata al valor $-h + z_0$, es decir la profundidad z_0 bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora (Fig. 41) que en el subsuelo del caso anterior existe un manto arenoso acuífero, en el que se mantenga la presión del agua. Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad h , los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuada la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, en donde la presión neutral no cambia, pero la presión efectiva se verá disminuida en la magnitud $\gamma_m h$. Si d es la profundidad a que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuada la excavación ($t = 0$), será:

$$\bar{p} = \gamma'_m d - \gamma_m h$$

El valor mínimo a que puede llegar la presión efectiva en la arena es, evidente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad (h) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutral en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será:

$$h_{crít} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_m} d$$

En la Fig. 41 se ha supuesto $h = h_{crít}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t = 0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcillosos sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutrales en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. 41 se han dibujado isócronas correspondientes a $t = t$, un instante intermedio del proceso; el final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas $t = \infty$. En el estrato inferior, por ser semiinfinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a velocidad de creciente y el estado final de presiones es el de las líneas $t = \infty$, tal como se muestra en aquella zona en la misma Fig. 41. El proceso de expansión analizado es sólo unidimensional y el flujo del agua es vertical. Por lo tanto, son aplicables, en principio, los datos obtenidos del tramo de descarga de una prueba de consolidación. En un caso como el analizado antes, el bufamiento del fondo de la excavación en un tiempo t tiene dos componentes: el bufamiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que sobreyace al acuífero y el que corresponde a la masa semiinfinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato finito.

Antes de efectuar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad z es tá sometido a una presión efectiva $\bar{p}_1 = \gamma'_m z$ y pasará al final de la expansión, a una presión \bar{p}_2 , que puede determinarse como antes se discutió. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad z se le hace una prueba de consolidación, llegando a una carga máxima de \bar{p}_1 y descargándola después a partir de ese valor hasta p_2 como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación e correspondiente al suelo en la descarga efectuada. Procediendo en forma análoga para otras profundidades se podrá dibujar la curva $[\Delta e / (1 + e_0)] - z$, de influencia de los bufamientos, la cual cubre un área que, a la escala correspondiente, mide el bufamiento total del estrato finito. El bufamiento en el tiempo t podrá determinarse estudiando la evolución de la expansión con el tiempo, en la misma forma en que previamente se estudió la del asentamiento primario.

Los conceptos a_v , m_v y C_v de la Teoría Unidimensional de la Consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos a_{vs} , m_{vs} y C_{vs} para la descarga, que pueden usarse en los mismos casos y en forma análoga a la discutida.

En cuanto a la masa semiinfinita colocada bajo el acuífero, su bufamiento total será, teóricamente, infinito, por lo que sólo tiene sentido práctico calcular el bufamiento para un tiempo finito t .

Nótese que el punto clave para que la expansión pueda tener lugar está en el hecho de que el acuífero pueda mantenga su presión neutral; si por algún método artificial, esta presión se abate al valor $\gamma_m h$, (Fig. 41) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombee la cantidad adecuada de agua del acuífero; así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

Si en el caso ahora analizado el acuífero fuese un sistema hidráulicamente cerrado, es decir, que careciese de una fuente de agua (por ejemplo, el caso de una lente arenosa de extensión finita), la presión neutral en el estrato arenoso bajaría instantáneamente al salir el agua y el proceso de expansión no se verificaría (en realidad por ser el agua incompresible teóricamente, bastará que salga cualquier cantidad de agua, por poca que sea, para aliviar la presión neutral en el estrato de arena); este caso se vuelve así similar al primero tratado en esta sección, en el que se tenía una masa de suelo arcilloso homogéneo.

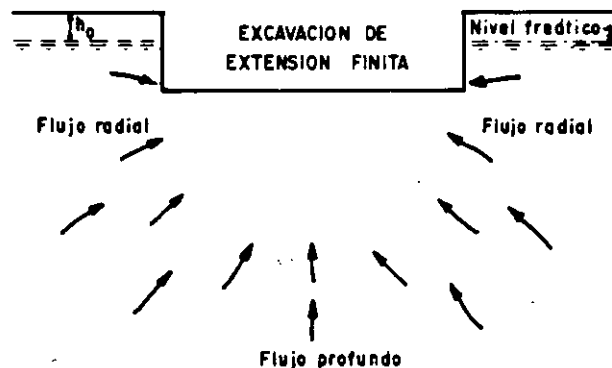


Figura 42. Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

En las obras reales no se tienen, naturalmente, excavaciones de extensión infinita. Las ideas anteriores, sin embargo constituyen la base del criterio para discutir las excavaciones finitas, más o menos idealizadas. En la Fig. 42 se muestra el caso de una excavación en un medio arcilloso homogéneo; el nivel freático se considera a una profundidad h_0 a partir de la superficie. En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la Teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primera aproximación podrá afirmarse que lo que disminuye la presión neutral en cada punto de la masa será lo que disminuya la presión total (recuérdese el primero de los dos casos de excavación infinita arriba tratados); por ello, la presión neutral disminuirá más en las zonas centrales de la excavación y en los niveles próximos al fondo, y estas disminuciones serán cada vez menores según se alcancen los bordes de la excavación (o fuera de ella) y según se profundice en la masa de arcilla homogénea. Esto da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación (Fig. 42).

Por lo tanto, la masa de suelo bajo la excavación se expandirá más en el centro del fondo de ésta, y la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. Según ya se dijo, en depósitos naturales de arcilla por lo general la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical, por lo que el flujo radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas. Ha de hacerse notar en forma muy predominante que el simple hecho de efectuar la excavación en la masa arcillosa disminuyó las presiones neutrales bajo ella y si se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutral es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá batido por sí mismo aún más abajo que el fondo de la excavación al efectuar ésta.

Si bajo el fondo de la excavación hay estratos permeables de gran extensión que funcionen como abastecimientos de agua, éstos harán que el proceso de expansión sea mucho más rápido (revísense las ideas correspondientes al segundo caso de excavación infinita discutido). Para reducir a un mínimo la velocidad de expansión en el fondo de una excavación se ha recurrido en la práctica a lo que resulta obvio tras haber discutido los casos de excavación de extensión finita; en primer lugar se han usado tablestacados más o menos profundos en los bordes de la excavación, lo cual se impide el flujo radial y permite sólo el vertical, mucho más lento; en segundo lugar se ha recurrido al uso de pozos de bombeo y otros métodos (electrólisis, por ejemplo) para abatir las presiones neutrales en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos, a fin de constituir una verdadera pantalla de depresión en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve, se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

El hecho de que en suelos permeables, como las arenas y las gravas, se tenga que recurrir literalmente a abatir el nivel freático para poder efectuar una excavación en seco, ha hecho pensar frecuentemente que esto debe lograrse también en arcillas, sin tomar en cuenta que, en estos materiales, el nivel freático baja por sí mismo cuando se excava.

Las excavaciones reales no son instantáneas, sino que se efectúan en un

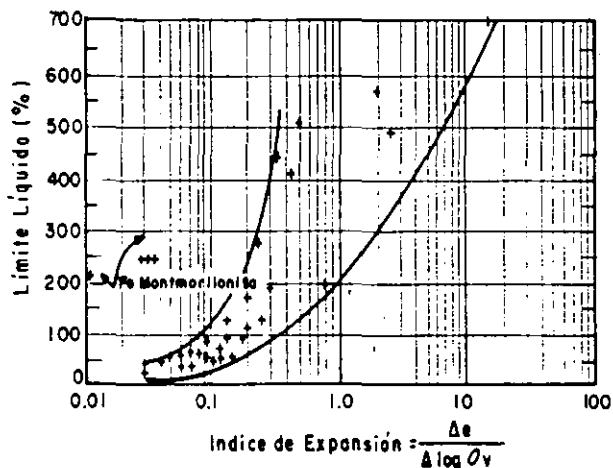


Figura 43. Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos.

espacio de tiempo. Esto no invalida los razonamientos anteriores; lo que sucede es que los abastimientos de presión neutral ocurrirán según la descarga se efectúa.

Una idea de la expansión de los suelos puede obtenerse calculando su índice de expansión, definido por la expresión

$$C_e = \frac{-\Delta e}{\Delta (\log \bar{p})}$$

y relacionado con la prueba de consolidación hecha en edómetro (consolidómetro). Así definido, el índice de expansión es una medida de la pendiente que resulta la curva de compresibilidad en el intervalo de descarga, durante el cual el suelo se expande. Pueden obtenerse series de curvas de expansión en el consolidómetro si se carga una serie de especímenes a diferentes presiones verticales efectivas y se descargan después de consolidados bajo tales presiones. Esas curvas tienden a ser paralelas en la representación usual de la curva de compresibilidad, de manera que el coeficiente de expansión resulta variar muy poco con la presión efectiva bajo la cual el suelo se haya consolidado antes de expanderse. En la figura 43 se muestra la variación del índice de expansión con el límite líquido de la arcilla; se ve que C_e aumenta al aumentar el límite líquido, si bien la dispersión de la relación es lo suficientemente grande como para que a ésta no se le pueda dar más que un carácter cualitativo.

Los índices de expansión pueden tener valores tan altos como 2.5 para la montmorillonita sódica, con límite líquido de 500%; pero en suelos naturales sus valores son mucho más bajos (por ejemplo 0.09 para la arcilla azul de Boston, en el período de descarga de 1 a 0.1 kg/cm^2).

C Consolidación secundaria

La consolidación consta en realidad de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero es el que se ha descrito con algún detalle en páginas anteriores de este apartado y consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato. Esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de reacomodo de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida; es entonces natural que se noten poco los efectos de deformación por reacomodo, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos, giros y vuelcos de unas partículas respecto a otras; por ello la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de la consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación, mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva y ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse; por esta razón, será mucho más relevante la componente de deformación por reacomodo relativo de las partículas minerales al adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará más y más importante, relativamente hablando, a medida que el proceso primario avance; de hecho, en las últimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo después de que el proceso primario haya terminado, por lo menos para todo fin práctico.

No existe hasta este momento una teoría que permita calcular la deformación que un suelo pueda sufrir por consolidación secundaria, en el sentido y con la confiabilidad con que la teoría de Terzaghi puede permitir la valuación del asentamiento primario. Se han hecho muy importantes investigaciones de laboratorio y algunos intentos para llegar a un modelo matemático de comportamiento.

Existe evidencia experimental que permite concluir que el proceso de consolidación secundaria queda representado por una recta en una gráfica de deformación de una muestra en el consolidómetro, contratiempo de prueba, en escala logarítmica (curva de consolidación). Este hecho explica la diferencia de forma entre la curva de consolidación teórica (Fig. 31) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. 25), que adopta la forma recta en las etapas finales del proceso primario, cuando la consolidación secundaria se hace predominante.

La consolidación secundaria es más importante dondequiera que la primaria sea más corta, tal como sucede en los especímenes de laboratorio, en los suelos orgánicos, en los estratos delgados o en estratos con gran abundancia de lentes de arena que proporcionen drenaje. Muy especialmente, la consolidación

secundaria es importante en depósitos de turba, en que la consolidación primaria puede ocurrir en forma casi simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, en el que el interés conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesitará prestar atención especial a la consolidación secundaria, pues a ella se deberá la casi totalidad del asentamiento que se produzca a lo largo del tiempo.

I-13 INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

A Generalidades y teoría de falla.

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que el ingeniero desearía; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y de hecho, hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante esté muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla; puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla está incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia

personal, a un grado tal que es común que varíe radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza; piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aún en tan favorables circunstancias surgirá la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta estructura no fallará. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿cuál es la causa de la falla de un material?, pues es claro que si no se define por qué fallan los materiales, no podrá decirse si un material concreto fallará o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla.

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es lo que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1773 por Coulomb, dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

donde

τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

c = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación citada con antelación a la pasada como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; esto equivale a particularizar la ecuación que nos ocupa del caso $c = 0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de ϕ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación en mención quedará representada por una línea recta, la ecuación anterior quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar criterio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación a la cual nos referimos en el párrafo anterior como representación matemática, pero abandonando la idea original de Coulomb de que c y ϕ sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aún en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias estribe en que esta teoría posee una deficiencia básica, si se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúe en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 ; en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo $\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$, pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo σ_2 en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y ϕ que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por cómo varíe σ_2 a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de este libro una discusión más a fondo de estos temas, la cual puede encontrarse en obras más especializadas.

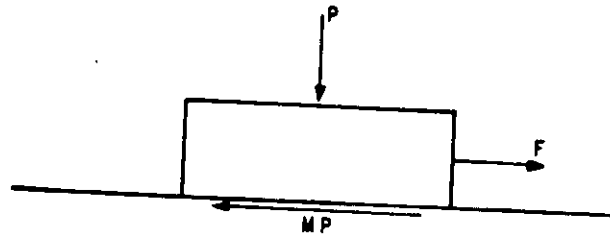


Figura 44. Concepto mecánico de la fricción.

B Naturaleza de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares y cohesivos.

Conviene ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (Fig.44).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura es: $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionantes, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y σ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, τ_f puede relacionarse con σ por una expresión del tipo

$$s = \tau_f = \sigma \tan \phi$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión anterior fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales -

la expresión

$$s = \tau_f = c$$

en que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción".

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Actualmente se considera que la fricción es la fuente fundamental de resistencia en los suelos granulares, si bien no la única, como ya se dijo (sección I-11). Según esto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna ϕ . Este, a su vez, depende de la compacidad del material y de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción -- cuanto más vivas menos redondeadas sean sus aristas.

Si los suelos granulares tuvieran un comportamiento puramente friccionante, tal como fue postulado por Coulomb, una representación de su ley de resistencia en unos ejes -- (tal como se obtiene de una prueba triaxial, según se vera) sería una línea recta pasando por el origen, y el ángulo ϕ sería constante, como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo, esto no sucede y lo normal es que la representación -- de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta); esto es debido al efecto sobre la resistencia del reajuste de los granos del suelo, que han de deformarse y rodar unos sobre otros para que la falla llegue a producirse (sección I-11). El efecto de acomodación disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento, puesto que las partículas se analizan en sus puntos de contacto y salientes, por aplastamiento y ruptura; esto hace que la muestra de suelo granular se compacte, pero aún así fallará más fácilmente, por efecto de acomodación. Por ello, en una representación -- , según -- va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

La curvatura parece ser más marcada cuando mayor sea el tamaño de las partículas. Este hecho parece estar relacionado con la ruptura de granos, especialmente al considerar que algunas arenas de tamaño relativamente pequeño, pero de grano débil y quebradizo (por ejemplo arenas conchíferas) también muestran envolventes de resistencia muy curvas. La curvatura también parece ser mayor en deformación plana que en compresión triaxial.

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodación entre sus granos. Esto se traduce en resistencia a la distorsión de los granos, a la ruptura en sus contactos y al rodamiento y deslizamiento de

unos sobre otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción, más los efectos del acomodo, es un movimiento continuo o distorsión de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no es básicamente afectado por el agua contenida en los vacíos del suelo granular. En rigor, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente de fricción grano-grano, como a todos los efectos de acomodo. Es notable lo poco que influye el coeficiente de fricción grano-grano, que es bastante variable en la naturaleza, en el ángulo de fricción interna, hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son algo diferentes en los suelos finos de forma laminar, a lo que, por costumbre, se denominan suelos cohesivos. Se analizará primeramente el caso de suelos cohesivos saturados, por ser quizá el más sencillo y mejor estudiado.

Como los suelos granulares, los cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral, u. Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo, en comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en casi toda su área, no están en ningún punto en contacto real; se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tiendan a juntar las superficies que sean menores de 5,000 kg/cm² o aún más; así, es lógico pensar que esos contaminantes participarán en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, en el caso de contacto borde-cara plana entre dos láminas, el cual, por cierto, se considera de be ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que ésta disminuye si aquélla aumenta. Una explicación posible estribaba en que, en una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales; cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" sat

rados y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

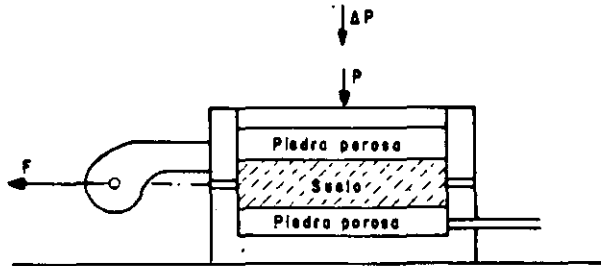


Figura 45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga P, cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho $\bar{\sigma}_1$; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua $u = 0$.

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incrementos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si F se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a éstas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambia la velocidad de aplicación de F.

El valor de u depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que u se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_1$). Al aplicar F tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también u (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_1$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_1 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P -

que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para matener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = - \sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P, la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u, consecuencia de ello, disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = - \sigma_1$ como:

$$s = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas; por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 .

Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F. La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decrecimiento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1 ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P, la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que, finalmente, el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas.

De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción - el único concepto de que hay que hechar mano, en última instancia, para apli - car la resistencia al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, - peca quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma la - minar, en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión". Empero, se considera que estos análisis quedan fuera del objetivo de este trabajo y que la fricción puede proporcionar un mecanismo de resisten - cia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres, a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las considera - ciones que se han comentado en los anteriores párrafos.

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia resi - dual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos ligados a las vías terrestres. Si se observa la Fig. I-17.a se verá que en - los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condi - ción en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamen - te constante; este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los - suelos (arenas o arcillas) que presentan una resistencia máxima, siendo más - acusado en tanto la arcilla esté más preconsolidada o la arena más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arenas rela - tivamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estu - diada para arcillas por Skempton. En el caso de las arenas esta resistencia - ocurre con una relación de vacíos independiente de la inicial, que se tenía an - tes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a vo - lumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aun - que hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes de - formaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho - de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de re - sistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos - entre las partículas, como a su reorientación en arreglos en que las partícu - las se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohe - sivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías te - rrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmen - te caen dentro de la anterior condición), envuelven los mismos conceptos que - los de los suelos saturados. Sin embargo, al haber aire y agua en los vacíos - del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutrales son mucho - más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, - que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al - nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuer - zos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

C Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

En la sección I-10 de este capítulo ya se presentaron someramente las - principales pruebas de laboratorio hoy utilizadas para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata ahora de extender ligeramente este -

tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos que se emplean, pues no se cree posible llegar a una comprensión justa de las conclusiones que se establecerán en los dos párrafos siguientes sin cumplir tal prerrequisito.

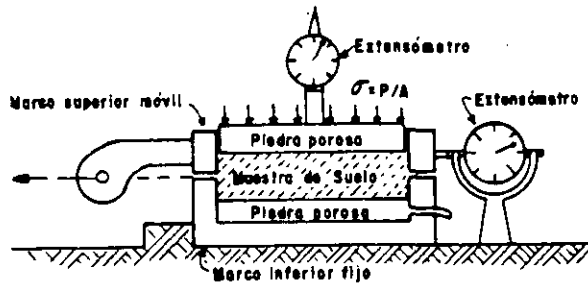


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la Fig. I-46 aparece un esquema del dispositivo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se substituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la carga superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijen las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas:

- Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.
- Con consolidación sin drenaje, en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal vertical, hasta disipar toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje, en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba, de manera que se disipan las presiones neutrales tanto al aplicar el esfuerzo normal, como durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son, como ya se dijo, las triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laborato-

rio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma -

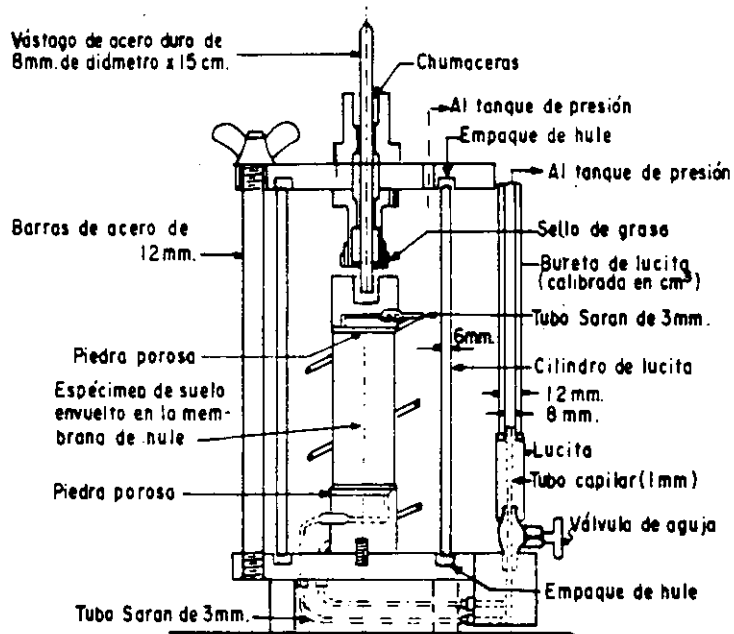


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son igualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. - - I-47). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables jalados a través de la base inferior.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática, y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_a). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_a , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión p sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_2 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_2 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, el menor y el intermedio, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos.

Ya se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales de este caso particular. En tal virtud; no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Podría parecer que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación:

Prueba lenta (símbolo L). Con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática (σ_3), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la base sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (símbolo R_c). Con consolidación. Sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la

presión hidrostática σ_3 , como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo (σ_3), actuando sobre la base sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el período de falla. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay en principio ninguna razón para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo desviador; pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (símbolo R). Sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (símbolo C_5).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Las pruebas triaxiales a que se ha hecho referencia, en las que el esfuerzo desviador se aplica por compresión del vástago, deben verse como las tradicionales históricamente hablando y como las de realización todavía más frecuente, pero en épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero manteniendo la presión axial constante, para lo cual será preciso realizar los ajustes correspondientes en la transmisión producida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de

investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con lo anterior: de compresión y de extensión. En las primeras, la dimensión axial disminuye y en las segundas, aumenta.

Tanto las pruebas de compresión como de extensión pueden tener diversas modalidades de laboratorio. En efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer, por ejemplo, disminuir, aumentando el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor, σ_3 .

Se han desarrollado asimismo equipos triaxiales para aplicación de tres esfuerzos principales diferentes. Existen además aparatos de deformación plana, en los cuales se hacen variar las deformaciones axialmente y en un sentido lateral, permaneciendo fija la dimensión del espécimen en el otro sentido lateral.

Para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos se ha desarrollado la prueba triaxial pulsante, en la cual se aplica σ_3 como en la prueba estándar, pero la σ_1 de manera cíclica.

La prueba de corte anular se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra; al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para la determinación de la resistencia residual de los suelos.

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo, pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariables; existen principalmente dos, que se describen detalladamente. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones. Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen esta condición de deformación plana, condición que se ha querido ver como representativa de la situación prevaleciente en muchos problemas reales.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos in situ, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba dista de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde

un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada tantas veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

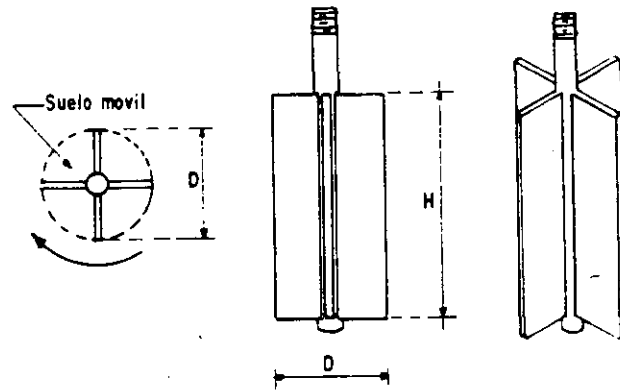


Figura 48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. 48). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Por lo general la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{RL} = \pi DH \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 Hs$$

y despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{RB} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $\frac{2}{3} \cdot \frac{D}{2}$, lo que equivale a considerar elementos en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{\text{máx}}$):

$$M_{\text{máx}} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{\text{máx}} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} s \right)$$

De donde

$$s = \frac{M_{\text{máx}}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx}}}{C}$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva, con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que puede concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta al ser introducida modifica la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación difícil.

En las arcillas finalmente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Una veleta apropiada para medir resistencias altas ha sido operada por Marsal.

I-14 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRANULARES.

Según ya se vio en el párrafo anterior, los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares pueden considerarse -

dentro de dos clases. La primera agrupa a los que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo dado, de los cuales los más importantes son la compacidad (a menudo referida a la relación de vacíos inicial o a la compacidad relativa inicial) y el esfuerzo de confinamiento (en la naturaleza o en la cámara triaxial), pero entre los que la velocidad de aplicación de la carga juega también un papel. La segunda clase de factores agrupa a aquéllos que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de la de otro suelo granular que tenga el mismo esfuerzo confinante y la misma compacidad.

Entre estos factores destacan el tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, y su grado de sanidad y dureza, definiendo estas últimas condiciones el fenómeno de ruptura de granos, que afecta la resistencia de manera fundamental.

A continuación se analizarán algunas conclusiones de pueden considerarse de interés y que se desprenden de los resultados de pruebas de laboratorio y experiencias de campo en relación a la resistencia al esfuerzo cortante que pueden desarrollar los suelos granulares.

En primer lugar existe considerable acuerdo en que, en lo que a las aplicaciones prácticas se refiere, resulta lícito expresar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares por medio de una ecuación análoga a la siguiente, según la cual

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi$$

en la que s representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo cortante que éste soporta sin falla ($\tau_{\text{máx}}$).

En la figura 49 se muestran las envolventes de falla, obtenidas en pruebas triaxiales convencionales, realizadas a niveles de esfuerzos relativamente bajos para tres arenas, una suelta, otra compacta y una tercera, cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, que indican la combinación particular de esfuerzo normal y esfuerzo cortante máximo con que se produjo la falla en el punto. En el caso de la arena suelta, se observa que se define una envolvente de falla que es prácticamente una línea recta que pasa por el origen; lo que es lo mismo, el material satisface una ley de tipo de la ecuación anterior y el ángulo de fricción interna de la arena (ϕ_s) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación ϕ_c . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (anterior) y en tal caso podrá calcularse de las pruebas de ángulo ϕ_c (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (anterior) a los problemas de campo.

En el caso de las arenas cementadas podrá tenerse una ley como las anteriores, según sean sueltas o compactas; la diferencia estriba en la resistencia que exhibirá la arena bajo presión normal exterior nula, por efecto de la cementación (ordenada por el origen), lo que hace que la resistencia en estas pruebas quede mejor expresada por la ley de Coulomb, pudiéndose calcular c y ϕ de las pruebas triaxiales efectuadas y teniendo en cuenta que c representa un

efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

Las ideas anteriores permiten obtener expresiones manejables para la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas, en forma aproximada y apropiada para niveles de esfuerzos relativamente bajos. Cuando estos aumentan, el anterior panorama simplista se complica, según se discutirá más adelante.

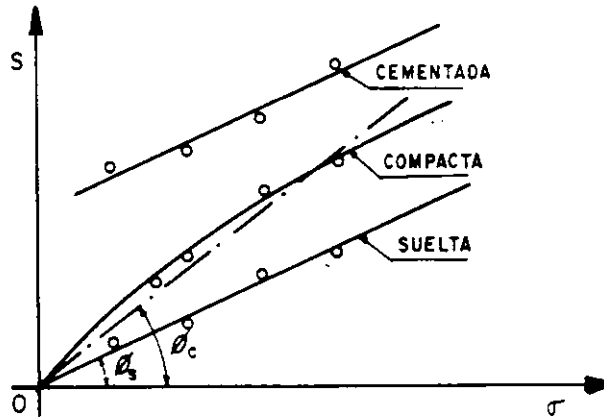


Figura 49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

Es evidente que es el efectivo el esfuerzo que debe tomarse en cuenta en la aplicación de las anteriores leyes de resistencia en arenas. Si la arena está saturada, podrán aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua, u . En tal caso, si, como es frecuente en la práctica, la presión normal con que haya de entrarse en la ley de Coulomb se calcula como esfuerzo total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado, γ_m , que involucra el peso del suelo y del agua contenida, deberá escribirse

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi$$

donde $\bar{\sigma}$ representa el esfuerzo efectivo y σ al total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de ϕ cambia relativamente poco entre la arena seca y la arena saturada; el verdadero cambio en la resistencia de la arena estriba en la aparición de la presión neutral intersticial u , que si es importante puede reducir la resistencia en forma substancial. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad z dentro de la masa se tendría, para fines de resistencia, una presión normal.

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma_s z$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor γ_s aumenta al valor γ_m , que es mayor; pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor u , el esfuerzo disponible para la resistencia será:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma_m z - u$$

Si u es suficientemente grande, la resistencia puede reducirse a un valor despreciable. Puede verse entonces claramente la influencia del agua y de las presiones que pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras. - Las fluctuaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causas comunes del desarrollo de presión neutral.

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia $-u$ puede llegar a ser cero, y la arena habrá perdido toda su resistencia, pasando a comportarse como un fluido pesado. Esta condición está ligada no sólo a la causa que provoque u , como podría ser el flujo de agua, sino a características de la propia arena; en arenas finas y uniformes o en limos sin cohesión, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión neutral que se desarrolle tendrá dificultad para disiparse, siendo estos suelos los que presentan más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula sólo si el flujo es suficientemente grande.

Cuando las arenas se deforman bajo esfuerzo cortante, su volumen cambia; si la arena está saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo aparecerán presiones neutrales muy pequeñas sin mayor influencia en la resistencia; pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Los suelos compactos se expanden al deformarse, según ya se dijo, lo cual tiende a producir tensiones intersticiales, con valor límite igual a la máxima tensión capilar del suelo; este efecto produce un aumento temporal en la resistencia del suelo.

En las arenas sueltas, la deformación bajo cortante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de u es ahora la presión de confinamiento del suelo (σ_3) y el mínimo esfuerzo efectivo a que puede llegarse es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

Cuando la arena se deforma por cortante, las presiones neutrales se desarrollan al principio sólo en la zona de deformación; depende de la permeabilidad y de las condiciones de movimiento interno del agua el que la presión neutral se mantenga o se propague por la masa de arena. Este debilitamiento del

suelo más allá de la zona inicialmente deformada transmite las condiciones de falla y contribuye a generar más presiones neutras en el agua, de manera que puede tender a producirse un verdadero mecanismo de falla progresiva. A estos fenómenos están ligados muchos deslizamientos de tierra importante.

Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión neutral, en condiciones apropiadas, cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión neutral; si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación, se tendrán las condiciones propicias para el desarrollo de una falla. Este es el caso que puede llegar a presentarse bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones; también es el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales puede presentarse el efecto de resistencia nula con desastrosas consecuencias (licuación).

La tensión capilar puede introducir diferencias en la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, respecto al estado seco. En las arenas húmedas pueden desarrollarse meniscos entre los granos y generarse altos esfuerzos de tensión capilar en el agua, a los que corresponderán fuertes compresiones entre los granos, lo que equivale a un aumento de la presión efectiva y, por lo tanto, de la resistencia. Este es el efecto de cohesión aparente debida a la capilaridad, responsable de que muchos frentes de arena parcialmente saturada se mantengan prácticamente con talud vertical. Naturalmente este no es un efecto permanente, y si el ingeniero confía en él, se enfrentará a una falla casi segura cuando la arena pierda el agua por evaporación o cuando se sature por cualquier razón.

Como ya se dijo, la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares puede aproximarse a una línea recta (ley de Coulomb para suelos puramente friccionantes) de un modo bastante razonable en la práctica, siempre y cuando los esfuerzos normales actuantes en el plano de falla y en el instante de la falla se mantengan a bajo nivel. No hay una frontera específica para definir alto o bajo nivel de esfuerzo. Cuando el nivel de esfuerzo normal en la superficie de falla se combina con la compacidad de manera que se tienen envolventes de resistencia más curvas (a un grado que la aproximación a la recta se haga con una falta de precisión que se considere indeseable), puede procederse de alguna de las tres maneras siguientes. En primer lugar puede trabajarse con la envolvente curva obtenida en las pruebas, lo que seguramente complica cualquier cálculo que haya de hacerse con base en tal envolvente. En segundo lugar, puede aproximarse a una línea recta solamente la parte de la envolvente curva comprendida entre los valores extremos de la presión normal en el plano de falla que se considere actuarán en el problema específico que se está analizando; esto llevará seguramente a la obtención de una ley de resistencia del tipo de la de Coulomb para un suelo que tenga "cohesión y fricción", pues la prolongación de la aproximación recta puede cortar al eje por arriba del origen; naturalmente que el valor de c así obtenido tiene poco que ver con el concepto de cohesión ya discutido y no debe verse más que como un parámetro de cálculo. En tercer lugar puede trabajarse con la ley de Coulomb, pero considerando en ella a ϕ variable y dependiente de la presión de confinamiento en la falla [$\phi = f(\sigma_3)$], si bien este método se considera poco cómodo para los cálculos prácticos.

Abandonando el examen del panorama general que hasta ahora se ha tratado, se concluirá este breve análisis sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes, tal como se considera que puede encontrarse por expe

rimentacion de laboratorio, haciendo algunas consideraciones sobre la influencia en los resultados de las pruebas de algunos de los factores que influyen en dicha resistencia, los cuales han sido mencionados al principio de éste y en párrafos precedentes.

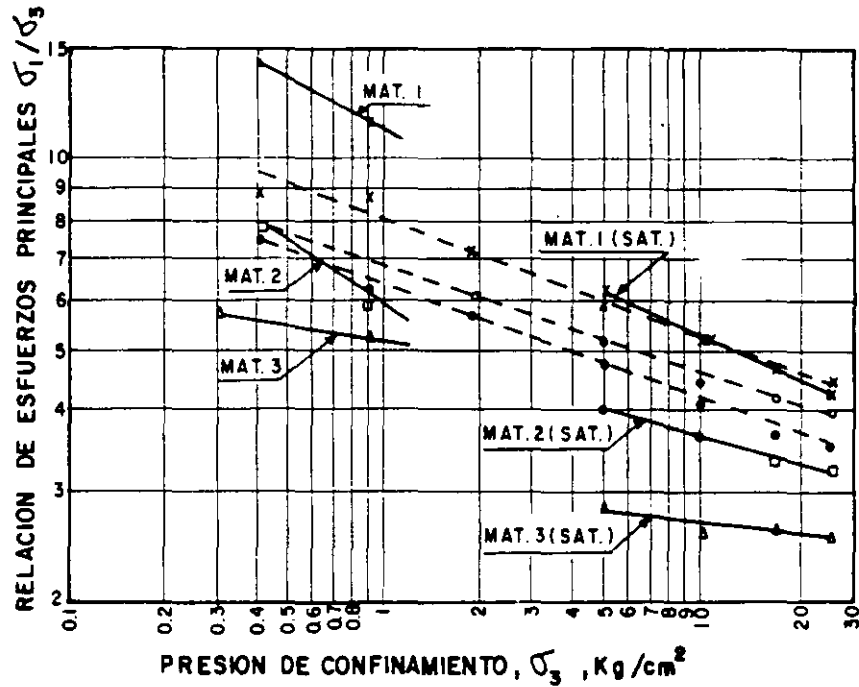


Figura 50. Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales.

Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante σ_3 utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodamiento; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodamiento disminuye, a causa de que las partículas se rompen. Esta tendencia se muestra claramente en la Fig. 50.

La figura presenta resultados para los tres materiales de enrocamiento ya mencionados en el párrafo I-11. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta 1 kg/cm²), las hechas en el aparato triaxial con muestras de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de 25 kg/cm². En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodamiento con el aumento de σ_3 .

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre los especímenes saturados; el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado σ_3 es logarítmica). La relación de vacíos inicial o la compacidad inicial al esfuerzo cortante, siendo ésta mayor a menor relación de vacíos o mayor compacidad relativa iniciales. La Fig. 51 ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de ϕ , ángulo de fricción del material

partícula-partícula en el sentido mecánico del término, el cual es naturalmente independiente de la compactación inicial.

La relación de vacíos inicial de un suelo dado parece, en cambio, no tener influencia en el valor del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deforma a volumen constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que ϕ_u y aparece señalado en la Fig. 51 para la arena particular que en ella se trata.

En la Fig. 52 se muestra la relación entre el ángulo de fricción interna, ϕ y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de ϕ_μ , que definen el efecto de fricción partícu-

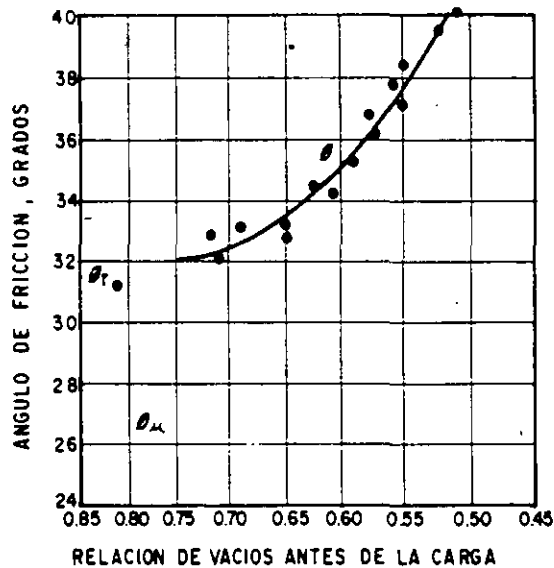


Figura 51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina.

la contra partícula únicamente, varían relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los distintos minerales que componen los suelos granulares reales, se sigue que las diferencias grandes que se observan en ϕ para una relación de vacíos inicial dada, han de deberse al efecto de acomodación de los granos.

La composición granulométrica del suelo granular afecta su ángulo de fricción interna de dos maneras. En primer lugar afecta la relación de vacíos que se alcanza con una energía de compactación dada, si se compacta el suelo, como es tan frecuente, y segundo, afecta, según se ve en la Fig. 52, al valor de ϕ que se alcanza con una relación de vacíos inicial dada. Para un problema práctico específico (por ejemplo, la construcción de un terraplén), el efecto de la composición granulométrica del suelo puede estudiarse haciendo series de pruebas triaxiales y determinando ϕ para varias granulometrías, compactando

siempre la arena con la misma energía.

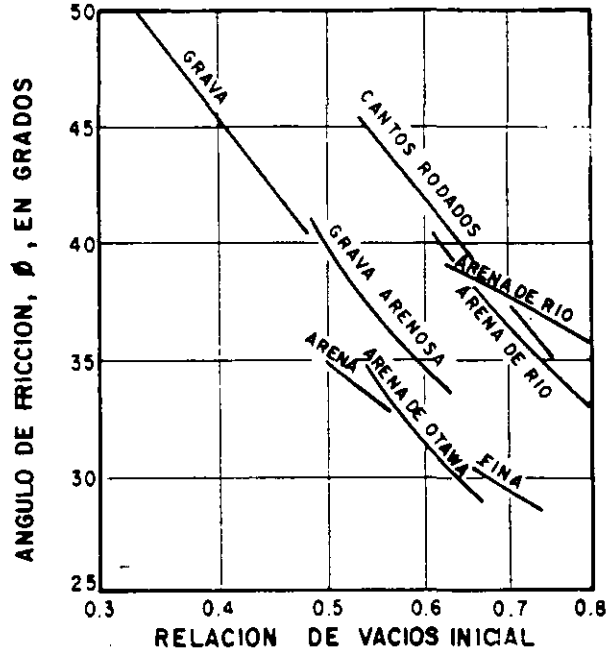


Figura 52. Valores del ángulo ϕ vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

El procedimiento más común para determinar ϕ en el lugar es por medio de correlaciones con resultados de pruebas de penetración, razón por la cual el estudio de tales correlaciones es tan importante. Más adelante se insistirá sobre este importante aspecto.

Finalmente, parece convenir puntualizar algo sobre la influencia ya tratada del fenómeno de la ruptura de granos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares. A medida que el coeficiente B de ruptura aumenta, puede notarse una disminución de la resistencia en todos los materiales investigados por Marsal. Al respecto son de interés los datos obtenidos en la Fig. 53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la presión confinante, σ_3 , aumenta la ruptura de los granos.

Entre los fenómenos que afectan la ruptura, Marsal menciona la presión de confinamiento, la distribución granulométrica, el tamaño medio y la forma de las partículas, la relación de vacíos y, desde luego, la naturaleza y sanidad de los granos.

La razón por la que la ruptura ocurre en mayor grado al aumentar el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , se cree que radica en las altas fuerzas que actúan en los puntos de contacto entre las partículas; éstas aumentan con el tamaño medio y con el coeficiente de uniformidad. Marsal ha comparado estas fuerzas intergranulares para una arena típica y un enrocamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de 1 kg/cm², y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento que en la arena común,

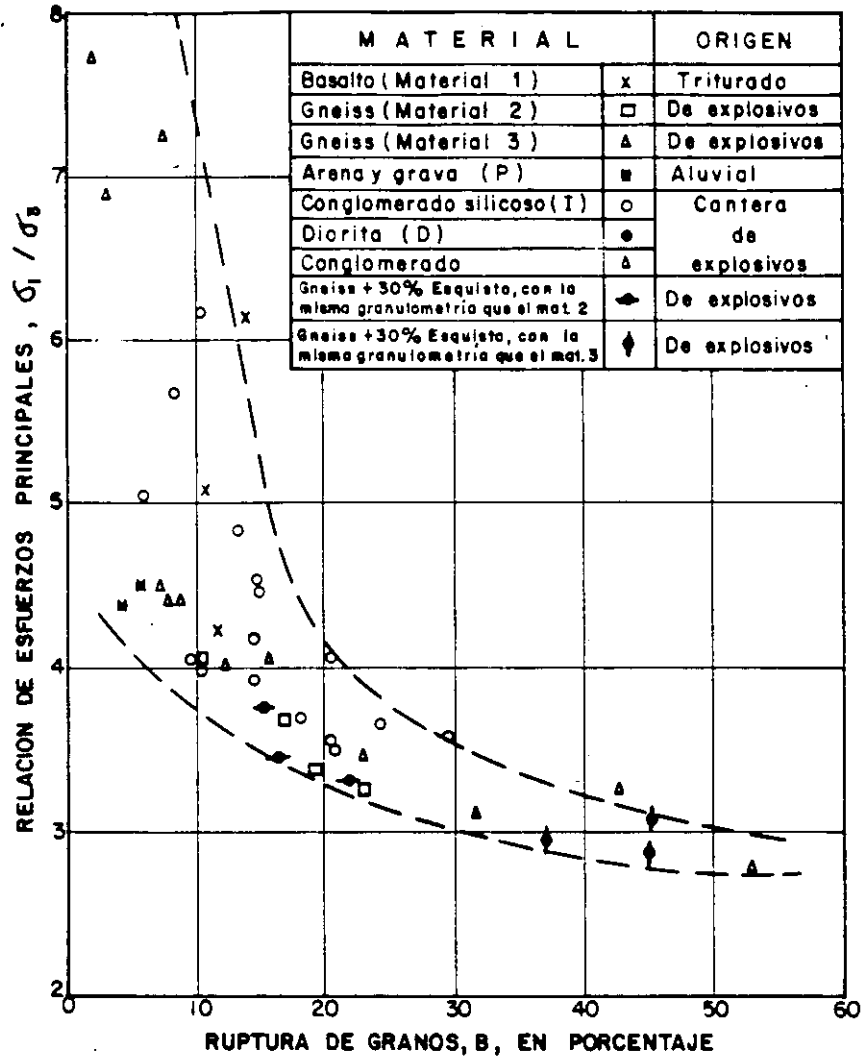


Figura 53. Correlación de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos.

lo cual explica muchas de las diferencias de comportamiento encontradas entre esos materiales en la práctica. Este hecho señalado por Marsal no debe ser olvidado por ingenieros que trabajen con enrocamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

I-15 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS.

A Suelos saturados

Se analizan a continuación las conclusiones básicas a que permiten llegar los resultados de las diferentes pruebas triaxiales en suelos saturados. Como ya se ha indicado en el párrafo I-13, cada prueba triaxial representa unas cir

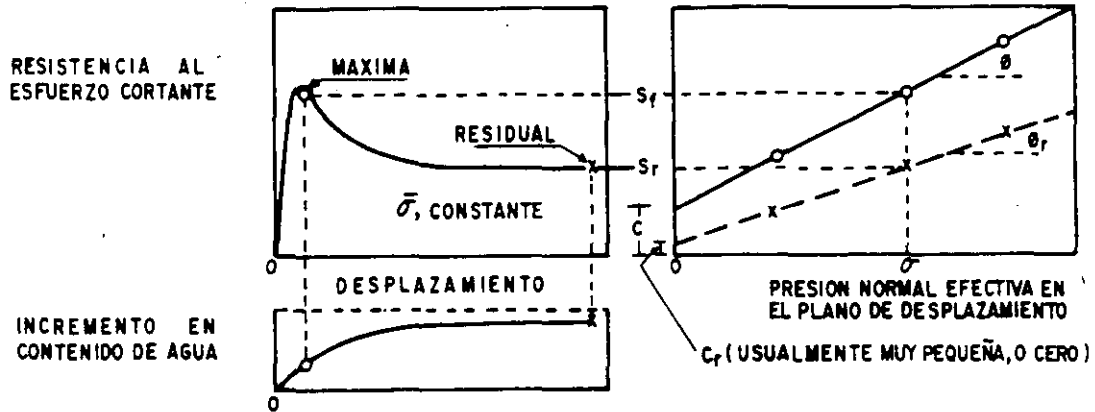


Figura 67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

D Resistencias máxima y residual de las arcillas.

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este trabajo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continúa, se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva para desplazamientos del orden de metros. Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los antes descritos, aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual. En la parte (a) de la figura 67 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es

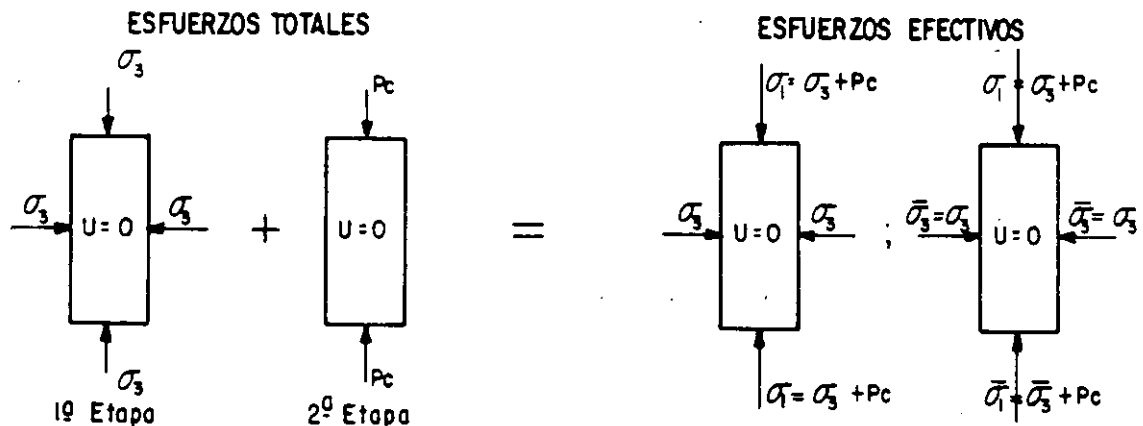


Figura 54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

cunstancias específicas de trabajo, en lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división caprichosa o basada en la simple metodología de trabajo. A continuación se analizan los resultados de cada una de las pruebas por separado, con referencia al tipo más tradicional de prueba de compresión.

1. Prueba lenta.-Condición drenada. Como queda dicha, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, el espécimen queda sometido a presión de agua (σ_3) actuante en todas direcciones, y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de carga axial p (esfuerzo desviados). En la Fig. 54 se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba.

En esta prueba no hay cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total produce el correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo. Durante ella el suelo se consolida, disminuyendo su relación de vacíos y su contenido de agua. Aunque el mecanismo de esta consolidación es esencialmente el mismo descrito al tratar de compresibilidad de suelos cohesivos, la curva de compresibilidad es ahora diferente, por ser distinto el campo de los esfuerzos actuantes. El efecto del anillo de confinamiento que se tiene en la prueba de consolidación convencional impone la condición de que las deformaciones en las dos direcciones horizontales son nulas ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$) y de que los esfuerzos principales en tales direcciones son iguales entre sí e iguales a una fracción, K , del esfuerzo normal principal vertical, σ_1 ($\sigma_2 = \sigma_3 = K \sigma_1$). Así, si se hiciesen sucesivas pruebas de consolidación convencional para cargas verticales crecientes, se obtendrían los círculos de Mohr que se muestran en la figura 55.

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano

particular al lugar geométrico de un punto de los sucesivos círculos de Mohr, - obtenidos al hacer un conjunto de pruebas, que representa a la combinación de esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada prueba sobre dicho plano. En la Fig. 55 se dibujó la trayectoria de esfuerzos para tres pruebas sucesivas - de consolidación unidimensional escogiendo como plano de interés aquel en que se presenta el esfuerzo cortante máximo (línea 1-2-3). Puede verse que la trayectoria de esfuerzo es una recta.

En la prueba lenta, las cosas son diferentes a la prueba de consolidación bidimensional convencional, en el sentido siguiente: La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

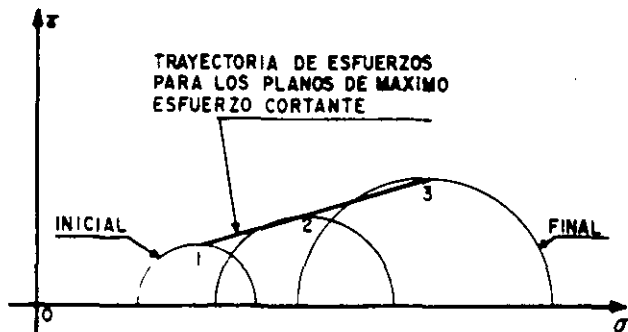


Fig. 55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

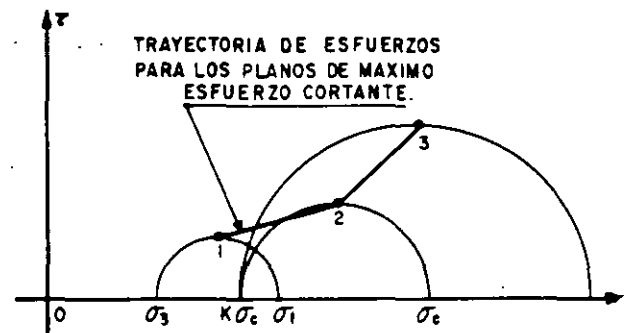


Fig. 56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

manteniendo constante el esfuerzo lateral, σ_3 , dado por el agua. En la Fig. 56 se muestra una trayectoria típica de esfuerzo en el plano de corte máximo - (para tener datos comparables a los de la Fig. 55).

Las pruebas de la Fig. 56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo σ_3 con agua y un esfuerzo normal σ_1 , mayor que σ_3 , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$), - lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador σ_c , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor $K\sigma_c$ y permitiendo la consolidación del espécimen bajo esos esfuerzos; así se obtuvo el estado de esfuerzos efectivos representado por el círculo 2. En seguida y ya sin variar el esfuerzo de cámara $\sigma_3 = K\sigma_c$, se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago, σ , para obtener el círculo 3.

La trayectoria de esfuerzos para el plano de corte máximo es ahora 1-2-3, diferente de la mostrada en la Fig. 55 para el caso de la prueba de consolidación, lo cual es lógico si se piensa que en aquel caso existe un rígido confinamiento lateral, que no se tiene en el caso de la prueba triaxial.

Cada día se hace un uso más extenso de los resultados de la consolidación triaxial, que suelen expresarse en gráficas vertical-deformación vertical (o asentamiento).

En general, existe la tendencia a pensar que los resultados de la consolidación triaxial pueden ser más apropiados para describir el asentamiento de estratos gruesos de arcillas o limos plásticos, pero todavía está muy extendido el uso de la consolidación convencional para definir la compresibilidad de todo tipo de suelos cohesivos.

Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua; por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello, la resistencia aumenta proporcionalmente al esfuerzo confinante efectivo; a esta situación corresponde una envolvente de resistencia, obtenida en una secuencia de varias pruebas, con esfuerzos crecientes, que sea una línea recta que pase por el origen (Fig. 57).

El ángulo ϕ se denomina ángulo de resistencia o de fricción interna del suelo cohesivo y suele variar entre 20° y 30° . Los valores más altos suelen estar asociados a arcillas con valores de índice de plasticidad entre 5 y 10 y los más bajos a índices mayores de 50 ó 100, lo que verifica el efecto de la

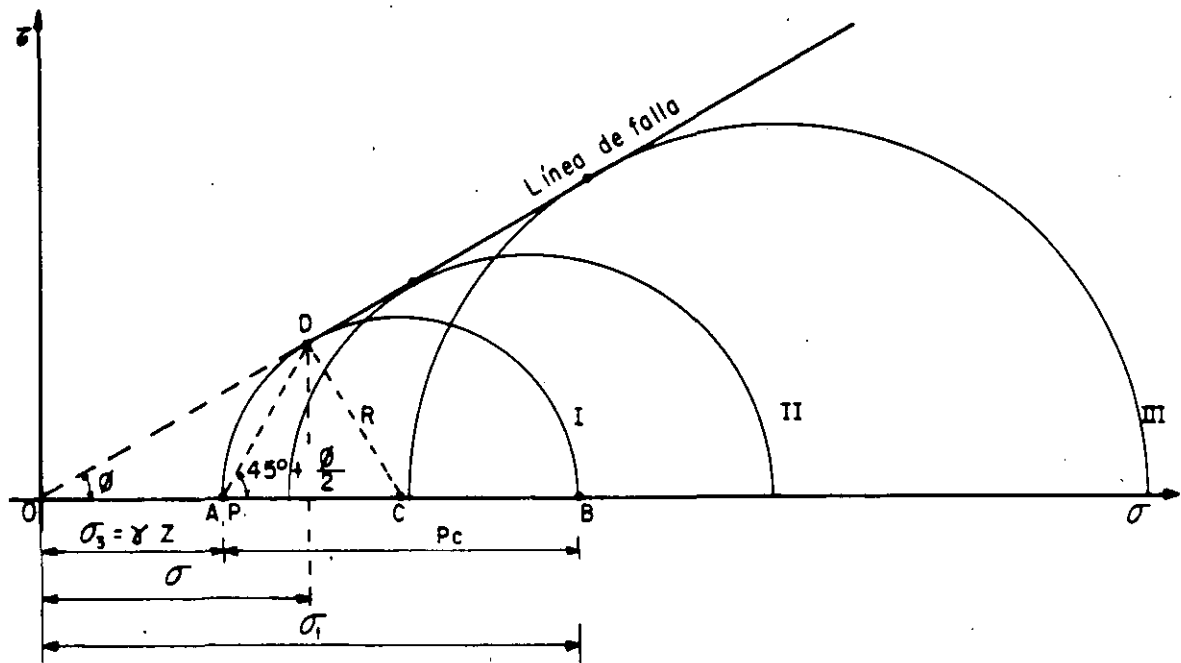


Figura 57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

repulsión entre partículas y del agua adsorbida sobre los nexos entre los cristales, pues a altos índices de plasticidad se tienen condiciones más desfavorables en tales conceptos.

Cuando una arcilla se carga en la cámara triaxial con esfuerzos menores que su carga de preconsolidación ($\sigma_1 < \sigma_c$), aún cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su es

paciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo σ_c . Por lo anterior, las fuerzas atractivas entre las partículas no se reducen tanto como podrían hacerlo y, en consecuencia, la resistencia a esfuerzos menores que la carga de preconsolidación ya no es proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento, sino algo mayor; esto hace que la envolvente de resistencia (Fig. 57) se aparte de la recta y se desarrolle sobre ella para valores del esfuerzo aplicado menores que σ_c . Naturalmente que ese tramo no recto de la envolvente representa el comportamiento en cuanto a resistencia en prueba drenada. De esta manera, la resistencia de una arcilla en prueba drenada puede representarse por la expresión

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi$$

para valores de la carga arriba de la carga de preconsolidación (condición de suelo normalmente consolidado), y por la expresión

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi_A$$

para valores de la carga menores que la carga de preconsolidación (condición de suelo preconsolidado). Naturalmente que en este último caso c y ϕ_A habrán de obtenerse haciendo una aproximación a una línea recta en la envolvente curva, por lo que no puede considerarse que signifiquen más que parámetros de cálculo sin un significado teórico preciso.

La resistencia drenada de un suelo cohesivo, tal como se obtiene en una prueba lenta, representa la resistencia que el suelo desarrollará cuando quede sometido a cambios de esfuerzos, de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo bajo los nuevos; esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso del tiempo suficiente. Representa la resistencia que se alcanzará en un caso real a largo plazo en condiciones ordinarias en que no existe un impedimento especial a la consolidación del suelo bajo los esfuerzos que se le apliquen. La resistencia drenada también debe usarse en la resolución de los problemas prácticos que se haga con el método de los esfuerzos efectivos, el cual se describe con detalle más adelante y en el que se determinan las condiciones de falla a partir de los esfuerzos totales y de la presión neutral; es particularmente útil en los problemas en que ocurran cambios complicados en las condiciones de carga y en los movimientos del agua en el subsuelo.

2. Prueba rápida consolidada. Condición con consolidación y sin drenaje.

En esta prueba se establece más marcadamente que en la lenta la distinción entre la primera etapa, con consolidación bajo los esfuerzos aplicados usualmente en condición hidrostática ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), pero a veces en alguna -

condición anisótropa, y la segunda etapa, de falla, en la que se carga al espécimen con un esfuerzo desviador aplicado sin permitir drenaje y, por lo tanto, con consolidación adicional. A medida que se aplica el esfuerzo desviador se va desarrollando presión neutral en el agua intersticial, por lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de dicha presión neutral.

En la figura 58 se muestra la distribución de los esfuerzos totales y efectivos en esta prueba.

El esfuerzo principal total mayor en la falla es $\sigma_1 = \sigma_3 + p'_c$ y el total menor es σ_3 . Es fundamental para la comprensión de la prueba el valor que alcance la presión neutral, u , que se desarrolle en la etapa de carga axial. En arcillas normalmente consolidadas, el valor de u depende sobre todo de la sensibilidad de la estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada con la deformación bajo cortante. Si el suelo se compactara de un modo perfectamente elástico se tendría. En realidad existen en el suelo efectos plás-

$$u = \frac{p'_c}{3}$$

ticos que apartan su comportamiento del puramente elástico; las pérdidas de estructuración hacen que dicha estructura transmita al agua lo que ella deja de tomar como presión efectiva. En suelos de sensibilidad baja y media se han medido en la falla presiones neutrales comprendidas entre $\frac{p'_c}{2}$ y p'_c al finalizar la etapa de carga de una prueba rápida consolidada, en tanto que en suelos altamente sensibles se puede llegar a $1.5 p'_c$. A primera vista pudiera parecer paradójico obtener $u > p'_c$; es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle en la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical total aplicado, pero la paradoja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura sólida por la deformación que tiene lugar en arcillas muy sensibles y que afecta incluso su capacidad de resistir las presiones hidráulicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba (que son efectivas en la segunda); así, el agua no sólo ha de tomar todo el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

Una ecuación general para representar la presión neutral es:

$$\Delta u = A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

En esta relación A es un coeficiente de presión de poro que describe el efecto del cambio de la diferencia entre los esfuerzos principales. Para muchas arcillas saturadas no consolidadas A vale aproximadamente 1. Para arcillas fuertemente sobreconsolidadas o mezclas compactas de arena y arcilla, el

aumento de esfuerzo cortante descrito por la diferencia $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$, produce un aumento de volumen similar al que ocurre en las arenas compactas cuando se deforman en cortante. Para tales suelos $A < 0$. En las arcillas ligeramente sobreconsolidadas A varía de 0.25 a 0.75. En las arcillas sensibles, como se vio, A podrá tener valores mayores que 1. En cada caso, el valor correcto de A habrá de ser determinado en pruebas en que se mida la presión neutral en el instante de la falla incipiente.

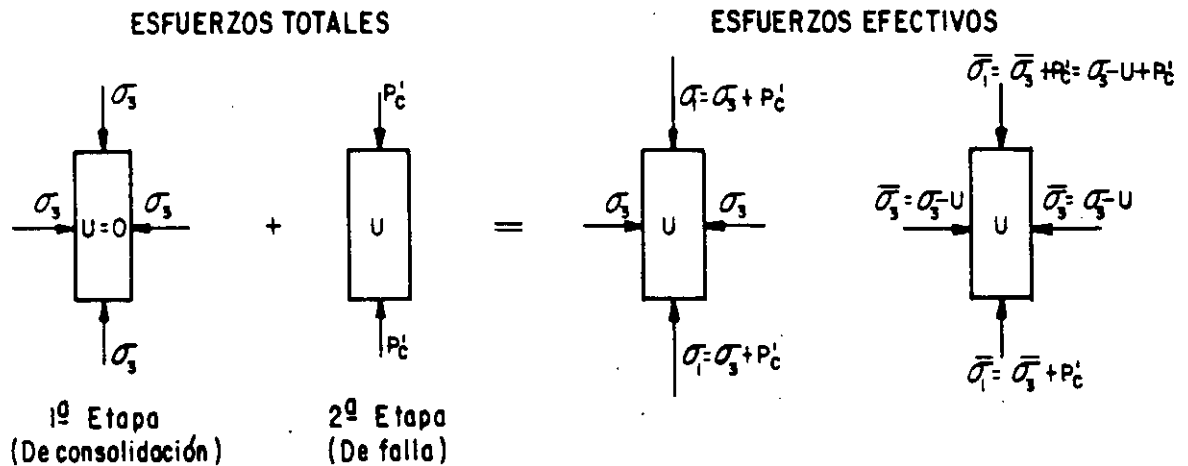


Figura 58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida-consolidada.

Si se hacen varias pruebas rápidas-consolidadas con esfuerzos crecientes a varios especímenes de un mismo suelo, será posible dibujar círculos de Mohr en un diagrama $\tau - \sigma$ y obtener la envolvente de resistencia del suelo. Esto puede hacerse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales, que el operador conoce en todo momento de los esfuerzos efectivos, para trazar la cual será preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de la falla incipiente. Esto puede hacerse hoy con bastante facilidad, pues u se puede estimar por métodos teóricos, o en pruebas en que se mida la presión neutral directamente en la cámara triaxial. La Fig. 59 muestra las envolventes obtenidas en ambos casos. Razonando igual que en el caso de la prueba drenada, puede comprenderse la razón por la que las envolventes son rectas por arriba de la carga de preconsolidación, σ_c , abajo de la cual, el suelo exhibe una resistencia algo mayor que la correspondiente a la envolvente recta.

Al efectuar pruebas con medición de presión neutral, puede concluirse que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en pruebas drenadas.

Si para el trabajo se adopta el criterio de los esfuerzos totales, la ley de resistencia del suelo arriba de la carga de preconsolidación puede ponerse como

$$s = \sigma \tan \phi_u$$

y ϕ_u recibe el nombre de ángulo aparente o de resistencia no drenada del suelo; es en rigor sólo un parámetro de cálculo, cuyo verdadero significado teórico es, por lo menos, muy difícil de establecer.

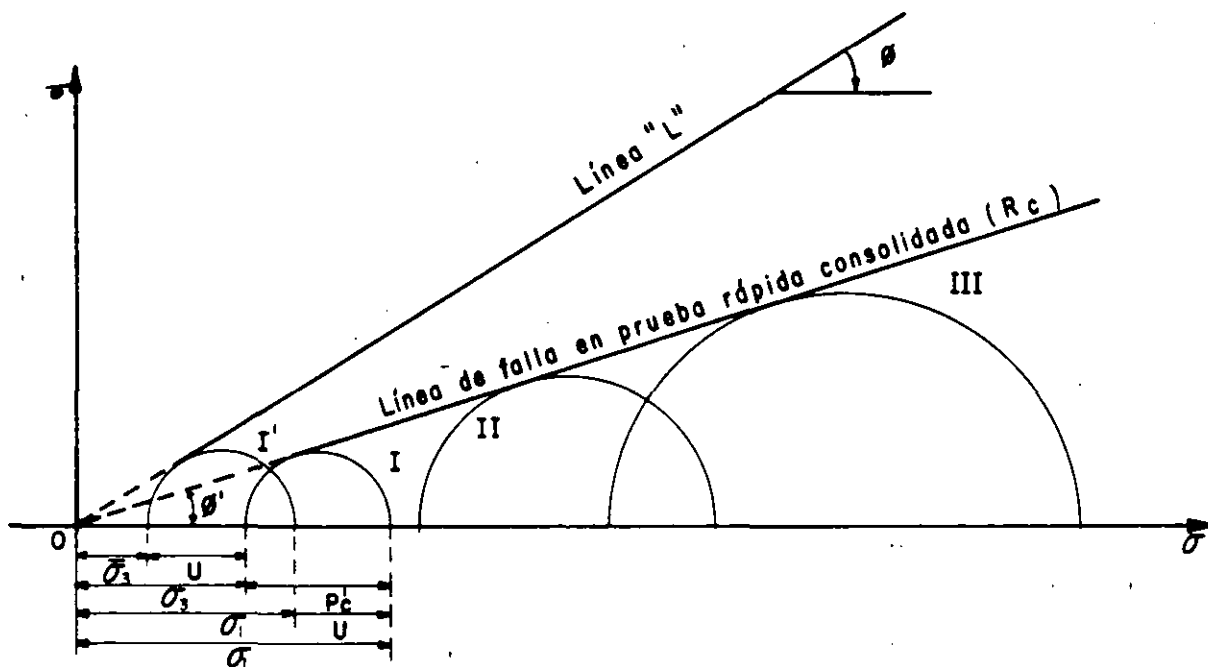


Figura 59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para el intervalo normalmente consolidado puede establecerse en la prueba rápida-consolidada por la expresión

$$s = (\sigma - u) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi$$

también del tipo de la ecuación (anterior), usando el ángulo de resistencia, ϕ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo ϕ_u suele ser del orden de $\phi/2$.

La prueba rápida-consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida bajo el peso de una estructura y que después queda sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadirse o por la acción de una carga viva accidental. Suele

emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

3. Prueba rápida.-Condición no drenada.

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado con la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de manera que no se permite ninguna consolidación del espécimen; esto se logra cerrando la válvula de salida de la cámara hacia la bureta y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente. La relación de vacíos de la muestra y su contenido de agua permanecen en principio invariables y se desarrollan presiones neutrales en el interior del espécimen.

Si la muestra proviene de la profundidad z y γ es su peso específico, se presenta un suelo que estaba consolidado a la presión γz . Si se somete la muestra a esa presión dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente la estructura sólida del suelo tomará toda la carga y el agua de la muestra pasará a un estado de presión nula a partir de la tensión que hubiera desarrollado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos, y ello sin que cambie la relación de vacíos, el espaciamiento entre las partículas o la resistencia del suelo, sea el valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial; esto se traduce en el hecho de que todos los círculos de Mohr correspondientes a esfuerzos sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

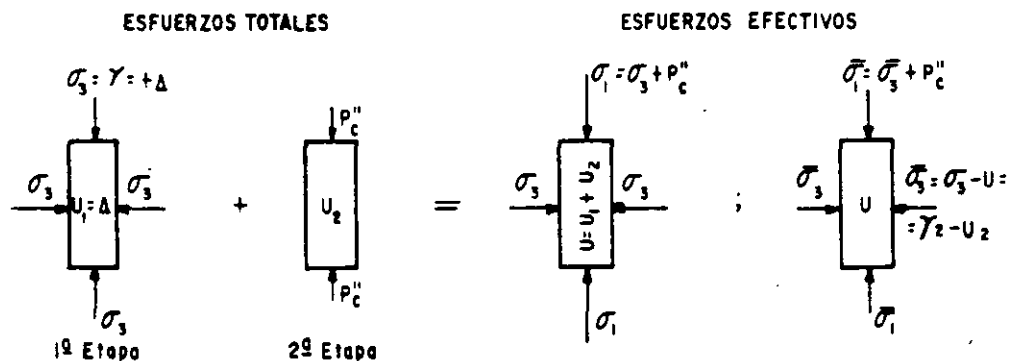


Figura 60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la γz que el suelo tenía en la naturaleza, más un cierto valor arbitrario, Δ . Consecuentemente, se desarrollará en el agua de la muestra una presión neutral $u_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el vás-

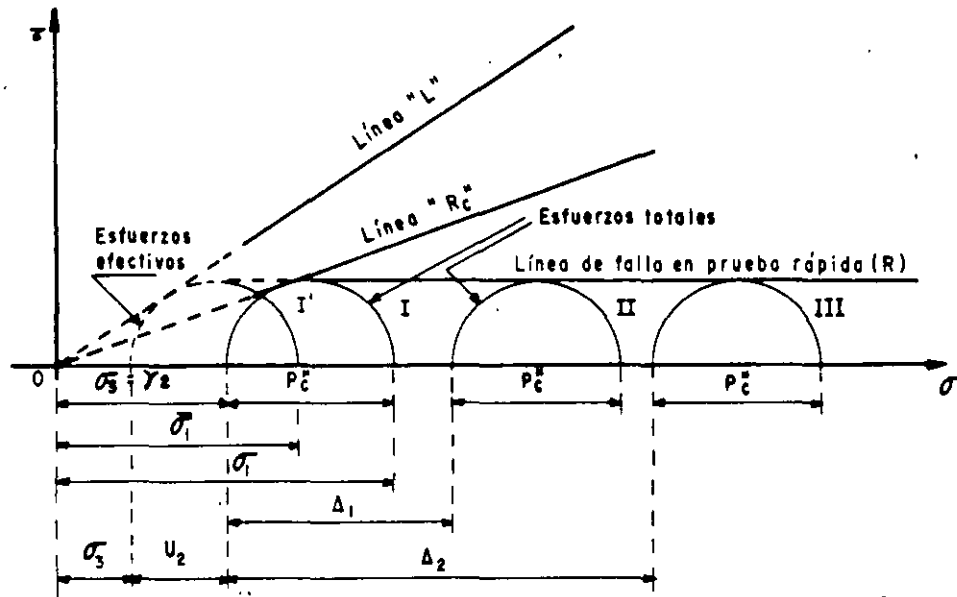


Figura 61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

tago de la cámara, y al final de ella se habrá desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 .

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales menos dicho valor de u .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma^z + \Delta) - \sigma_1 = \sigma_3 + p_c'' = \gamma^z - u_2 + p_c''$$

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de Δ , de manera que todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante una serie de pruebas con esfuerzos totales crecientes, tienen un solo y mismo círculo de esfuerzos efectivos correspondientes, por lo que todos los círculos de esfuerzos totales deben ser iguales entre sí y la envolvente de resistencia de esfuerzos totales debe ser una línea horizontal, tal como ya se había establecido. En la Fig. 61 se muestra tal envolvente de resistencia, relacionándola con las correspondientes a prueba lenta y rápida consolidada.

Puede verse que la ordenada al origen de la línea de falla se asemeja mucho a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo en su condición original, consolidado bajo la carga de suelo suprayacente. Esta ordenada en el origen se denomina la cohesión del suelo, llamándose suelo puramente cohesivo al que

en un problema dado le sea aplicable una envolvente de resistencia horizontal. Cuando le sean aplicables las condiciones de la prueba rápida (sin drenaje y sin consolidación) la resistencia de dicho suelo será simplemente

$$s = c$$

y el ángulo de fricción aparente resulta ser cero en este caso. Este ángulo tampoco es más que un parámetro de cálculo, que se usará cuando se trabaje con el método de los esfuerzos totales en un problema práctico en que las condiciones de la prueba rápida sean representativas de aquella a que realmente estará sometido el suelo. Sin embargo, en la prueba real el ángulo de falla de la muestra no es de 45° , como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente ϕ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutral).

La resistencia no drenada representa la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayor parte de las construcciones se llevan a efecto con mucha rapidez en comparación a los tiempos que necesita la arcilla para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe usarse en la mayoría de los problemas de diseño. Aun en aquellos casos en que la construcción es tan lenta que durante ella ocurren aumentos significativos de la resistencia no drenada para obtener datos de proyecto, por representar un valor mínimo y, por ende, conservador. Cuando se piense en la utilización de la resistencia no drenada para obtención de valores de proyecto, han de vigilarse aquellos casos en que los esfuerzos finales aplicados al suelo puedan ser menores que la carga inicial que éste soportaba; tal es frecuentemente la situación en excavaciones y en problemas de estabilidad de taludes. En dichos casos, para condiciones de proyecto a corto plazo, cuando el suelo no tiene tiempo suficiente para expandirse, pueden ser aplicables las condiciones de resistencia sin drenaje; pero a

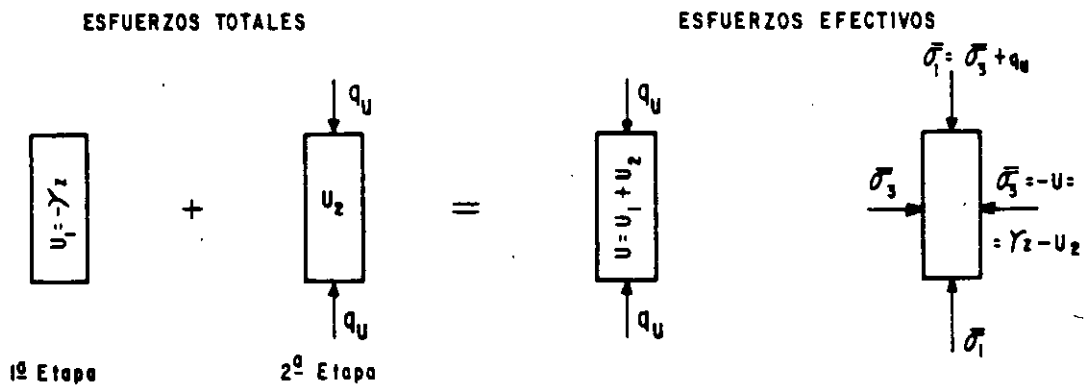


Figura 62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

largo plazo el suelo se debilita y el uso de la prueba rápida puede quedar fuera de la seguridad.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural, de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr correspondiente a condiciones con drenaje. En suelos compresibles, la presión que soportaba el suelo en su lugar natural se relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una arcilla saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y/o el contenido de agua. En suelos normalmente consolidados una gráfica de relación de vacíos o el contenido de agua contra la resistencia no drenada es aproximadamente una línea recta.

4. Prueba de compresión simple.

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. 62) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviera en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma Fig. 62 y valen

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u - (u_1 + u_2) = -(-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u$$

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello, lógicamente debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominando resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo p_c de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menos que p_c pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerársele como igual.

En la figura 63 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este tipo de prueba y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γz .

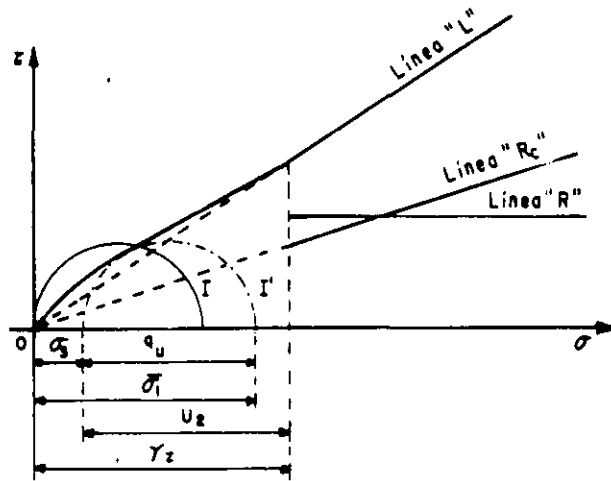


Figura 63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo el de q_u en los estados inalterado y remoldado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_f = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldado)}}$$

B Suelos no saturados

Básicamente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados envuelve los mismos conceptos que la de los suelos saturados; pero existen entre ambos casos algunas diferencias muy significativas. En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en ellos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación; la gran diferencia de comportamiento mecánico entre ambos fluidos impone características de comportamiento muy complejas al conjunto. Desde luego, dentro de la actual manera de concebir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sigue siendo cierto que es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccional de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados sólo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto), excepto a niveles de deformación muy altos; en cambio el esfuerzo normal total en cualquier plano se descompone en general en dos partes, una correspondiente al esfuerzo efectivo transmitido en el esqueleto mineral y otra neutralizada por la presión del fluido en los poros del suelo. Pero ahora la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del gra

do de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

Si hay un solo fluido en los poros, sea aire o agua, el esfuerzo normal efectivo medido por la ecuación ya establecida es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo efectivo, σ el total y u la presión neutral. En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + X (u_a - u_w)$$

donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida. El parámetro X vale uno para suelos saturados y cero para suelos secos; sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero están influidos también por otros factores tales como la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto y los cambios de esfuerzos que se tengan para un valor particular del grado de saturación. Los valores de u_a y u_w que se tienen cuando se somete al suelo a cambio de esfuerzo $\Delta \sigma$ han sido estudiados por Bishop y Eldin y por Skempton. Según estos autores, al aplicar a un suelo parcialmente saturado un incremento tanto en la presión del agua, como en la del aire, de acuerdo con las relaciones.

$$\Delta u_a = B_a \Delta \sigma_3$$

$$\Delta u_w = B_w \Delta \sigma_3$$

Las expresiones anteriores sirven para definir los coeficientes de presión neutral B_a y B_w .

Cabe un enfoque similar para expresar el aumento de la presión en el agua y en el aire al aplicar un incremento al esfuerzo desviador que se ejerce sobre una muestra de suelo; ahora

$$\Delta u_a = A_a (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta u_w = A_w (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

En suelos no saturados es común la prueba con drenaje, pero a humedad constante, en que se mantiene a la muestra sin cambios de humedad y se controla la presión del aire en lo que sea preciso para lograr tal fin. En este tipo de pruebas basta medir la presión neutral en el agua de los vacíos para conocer la presión intersticial.

Las envolventes de resistencia de los suelos no saturados en prueba rápida (sin drenaje) se acercan más y más a la forma correspondiente a los suelos saturados, a medida que el grado de saturación aumenta, como es lógico que suceda.

Un caso de fundamental importancia de suelos no saturados, por cierto de gran interés para el ingeniero especialista en vías terrestres, es el correspondiente a suelos compactados. Existe ya bastante información en torno a este tema, pero no será tratada en este lugar.

C Aplicación de los resultados de las pruebas triaxiales a los problemas prácticos

En la práctica, cuando el ingeniero necesita conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, con vistas a la obtención de datos para diseño de una obra particular, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles; en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las circunstancias a



Figura 65. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos.

que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas por las que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción; sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo

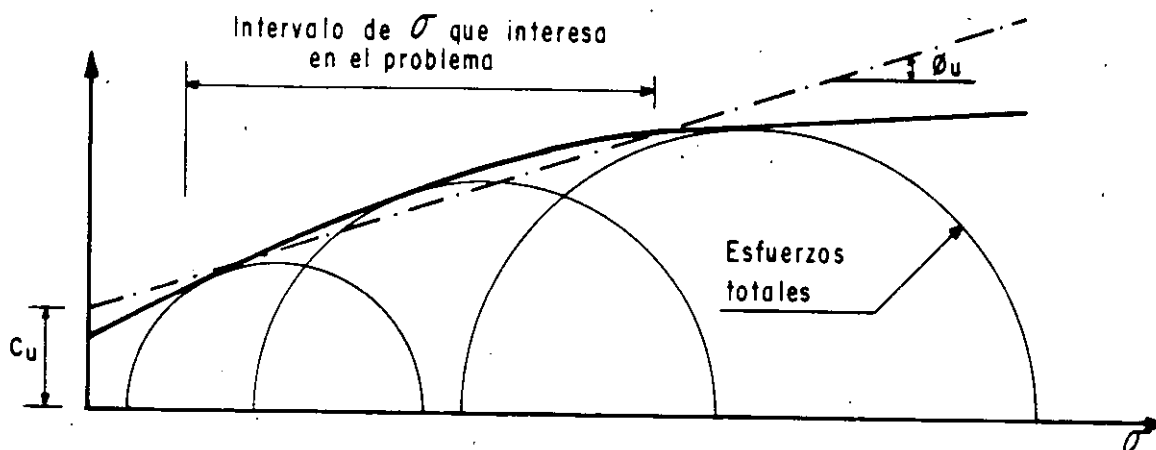


Figura 64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

Valores típicos de A_w en la falla han sido reportados por Bishop y Henkel quedando comprendidos entre -0.28 y +0.27 para muestras de suelos compactados parcialmente saturados.

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo; sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. Cuando los niveles de esfuerzo son suficientemente altos, la baja compresibilidad del conjunto agua-aire disuelto y la disminución del volumen de vacíos por deformación se concitan para producir en el espécimen un comportamiento similar al de los suelos saturados, con un ángulo ϕ en la envolvente de falla que tiende a ser cero. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de resistencia c y ϕ sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que rija en el problema particular de que se trate. Si se ha de resolver un problema con el criterio de esfuerzos totales, y ese es el caso más común en suelos no saturados, es de la mayor importancia reproducir en la prueba de laboratorio condiciones lo más representativas que sea posible de las de campo. En la figura 64 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

No es posible realizar pruebas con drenaje en suelos parcialmente saturados, con el mismo sentido e interpretación que las pruebas lentas normales (es decir, pruebas en que la presión neutral sea nula en toda etapa significativa), pues ello implicaría destruir las tensiones capilares y para lograr tal fin es preciso saturar la muestra. Si se desea trabajar con esfuerzos efectivos, para obtener la envolvente correspondiente lo que se hace es saturar la muestra y suponer que tal proceso no produce cambios significativos en el valor de ϕ ; este criterio resulta conservador en los análisis prácticos, pues la resistencia suele disminuir con la saturación.

afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil de suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

1) El criterio de los esfuerzos efectivos.

En este criterio se razona que es este tipo de esfuerzos el que realmente define al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este trabajo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En la figura 65 está someramente descrito el criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada uno y dibujando a partir de ellos la línea L, tangente a todos. (En general, la línea L quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxime a la tangente común). En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado, para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema; la realidad sin embargo no es tan halagueña; las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de

tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán únicamente dos en lo que sigue. - En primer lugar, se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto - en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, al cabo del tiempo dejan pasar y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, por su mayor rigidez influyen de un modo significativo en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sometida a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. - Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados, emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grande que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior, - esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales, de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, - que además son dilatadas y costosas, pudiera no ofrecer una garantía suficiente en todos los casos particulares.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo, en la actualidad los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado, por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sometido a una prueba rápida consolidada. Hay métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez-Badillo para cubrir tal fin. - En conclusión, puede decirse que ya empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L, sea en el laboratorio o con ayuda de métodos que no pueden considerarse aún de uso popular; esto permite esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. - En efecto, considérese la situación indicada en la figura 65. Una vez obteni-

da la línea L, para realizar un análisis será preciso conocer el estado de esfuerzos efectivos en todos los puntos de interés dentro de la masa del suelo - en estudio; en el caso concreto de la Fig. 65, en los puntos de la superficie de deslizamiento supuesta. Este es un problema no resuelto hasta hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos, en el interior de un espécimen dentro de una cámara triaxial sometida a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aun disponiendo de la línea L en la práctica se tendrá la dificultad adicional de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es práctico únicamente para instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas - - construidas similares a la que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse, especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

2) El criterio de los esfuerzos totales.

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir, se hace uso de las envolventes L o R, según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de las pruebas da valores de resistencia muy diferentes para el mismo suelo, por varias las circunstancias en que se hace la prueba, se sigue que ésta sólo será representativa si sus propias circunstancias de trabajo duplican de un modo suficientemente aproximado las circunstancias a que estará sometido el suelo en el prototipo; en consecuencia, es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba que haya a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, en lo que sigue se hacen algunos comentarios de carácter general.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y - atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondiente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

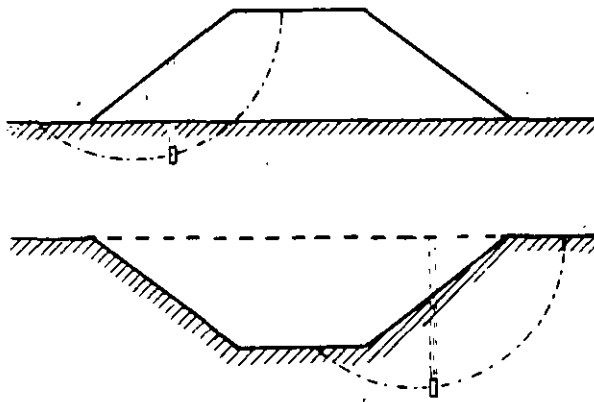


Figura 66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. 66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resis

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

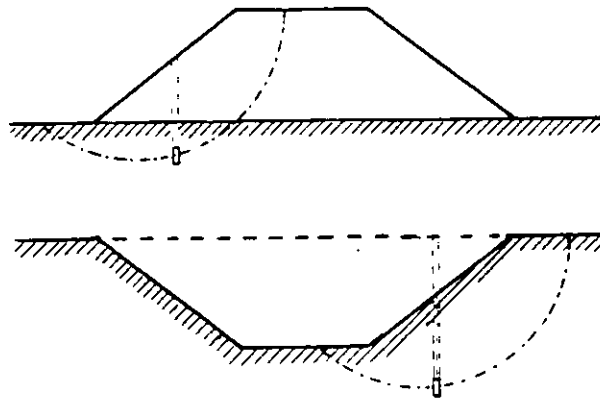


Figura 66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. 66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resis

tencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o la rápida-consolidada serían obviamente las recomendables para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de las que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas de tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este trabajo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar de ser factible, la recta que represente con suficiente precisión a la envolvente en el tramo. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas, y su ecuación matemática será de la forma

$$s = a + \sigma \tan x$$

con a y x como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y x el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación anterior es de la misma forma que la Ley Clásica de Coulomb. Sin embargo, resulta ya inútil discutir las diferencias esenciales de concepto de interpretación entre ambas; a y x ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo, sino que solamente son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " x " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la materia seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de este trabajo. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el -- cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de fa - lla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de es - fuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias má - ximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas en - volventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir - para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

y para la resistencia residual:

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que in - variabelmente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello despreciarse. Por tanto, - para el uso de la resistencia residual puede escribirse

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arc_i llas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas - en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skemp - ton, podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo - cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por tanto, - una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de - contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del despla_z a - miento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales par - tículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente - acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la - disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia_

máxima, hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas -- son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son tan grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de creep más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó a la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieran resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino también en las arcillas normalmente consolidadas, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas, cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma, independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que ϕ_r depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10° cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual R, por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r}$$

donde

s_f = resistencia máxima de la arcilla.

s_r = resistencia residual de la misma.

\bar{s} = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales, \bar{s} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{s} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión anterior como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de resistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima; considerando también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

MONTERREY, N. L.

9-11 NOVIEMBRE DE 1994

**PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES**

2. MATERIALES PARA PAVIMENTOS

ING. RUBÉN REYES REYES

MATERIALES PETREOS PARA PAVIMENTACION Y SUS TRATAMIENTOS

I-3 INTRODUCCION

Los materiales pétreos que se emplean en la construcción de pavimentos constituyen uno de los aspectos principales para que estas estructuras proporcionen con eficiencia el servicio y duración que se espera de ellas, dentro de las condiciones previstas en el proyecto.

Aunque la buena estructuración de los pavimentos guarda también estrecha relación con otros factores no menos importantes, tales como el empleo de ligantes asfálticos o hidráulicos, los procedimientos de construcción que se apliquen, etc., la consecución con éxito del objetivo citado al final del párrafo anterior, depende en buena parte de que los materiales pétreos utilizados se seleccionen y procesen siempre, en forma congruente con el uso a que se les destine, a fin de lograr en ellos, al menor costo posible, la calidad que se requiera en cada caso para resistir adecuadamente los efectos impuestos por el tránsito y el medio ambiente.

En el presente trabajo se tratan los diversos aspectos que deben tomarse en cuenta para la localización y estudio de los bancos de material pétreo, se dan a conocer los tipos más comunes de éstos y las ideas generales para la formulación del inventario de bancos, así como su utilidad y aplicación.

También se dan recomendaciones sobre la utilización de los diferentes tipos de materiales pétreos en las capas que integran los pavimentos y los conceptos que es necesario considerar para definir el tratamiento más adecuado de estos materiales, incluyéndose asimismo los procedimientos y equipos que se requieren a este respecto.

Finalmente, se hacen algunos comentarios sobre el empleo de materiales pétreos de tipo especial que han dado buenos resultados en nuestro País, mediante la aplicación de técnicas apropiadas.

I-2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

A Generalidades sobre localización de bancos de materiales

Con objeto de llevar a cabo los trabajos preliminares para la localización de bancos de materiales, es necesario contar con un plano de la región por explorar, de preferencia que este plano sea fotográfico y de ser posible fotointerpretado; en el caso de no poder contarse con estos datos se necesitará un plano en el que se tengan ubicados los ríos existentes, los accidentes topográficos importantes, las poblaciones con sus vías de acceso, la existencia de minas o canteras en explotación o que hayan sido explotadas, etc. Además, deberá recabarse con los habitantes de la región, información sobre la obtención de los materiales de construcción empleados en la zona por explorar y vaciarla en el plano, en el cual también se deberá señalar el desarrollo del camino por pavimentar o la ubicación de la obra de que se trate.

Una vez que se cuente con un plano como el indicado anteriormente se procederá a efectuar la exploración de la región, para lo cual, si no se está familiarizado con ella, es conveniente hacerse acompañar por una persona conocedora de la zona; los recorridos de exploración se podrán efectuar en helicóptero, vehículo automotor (en ocasiones será necesario de doble tracción), lancha, caballo o a pie, según sea necesario; durante los recorridos se corregirá y

completará el plano si fuera necesario, señalando tiempos de recorridos, distancias, ubicación de ríos o arroyos no consignados, así como la localización de probables bancos, indicando su posible empleo, desviación aproximada al camino u obra por pavimentar, tipo de material y volumen aproximado disponible.

Los materiales básicos que deben considerarse para seleccionar los bancos, entre otros son los siguientes: calidad, accesibilidad, facilidad de explotación, volumen disponible, tratamiento y costos.

a) Calidad.

La calidad de los materiales es uno de los requisitos más importantes que deberán tenerse en cuenta al seleccionar un banco de materiales pétreos para pavimentación, siendo necesario que de acuerdo con el destino que se le pretenda dar a estos materiales, sea la calidad que deberán cumplir con un cierto margen de seguridad, de acuerdo con las normas establecidas para el tipo de obra que se vaya a ejecutar, ya que si no es así y se seleccionan bancos cuya calidad está en el límite tolerable por las especificaciones, el riesgo que se corre es grave, debido a que durante la producción se pueden obtener materiales inaceptables para el fin propuesto.

Este aspecto es muy importante, principalmente en lo que se refiere a ciertas características de algunos materiales, las cuales en ocasiones tienen variaciones apreciables durante su explotación.

b) Accesibilidad

Este es otro de los factores importantes que hay que tomar en cuenta, ya que de no considerarlo se pueden llegar a tener fracasos económicos de importancia si se fijan bancos inaccesibles o de muy difícil acceso, tales como los ubicados en las márgenes opuestas de ríos caudalosos, donde no hay puentes para cruzarlos y los materiales sólo se pueden transportar por medio de chalanes en ciertas épocas del año, lo que resulta oneroso; los bancos en cantiles o laderas escarpadas en donde para llegar a ellos es necesario construir caminos de acceso muy largos, caros y peligrosos de transitar o bien, cruzar zonas anegadas o pantanosas en donde es difícil y costoso construir y conservar el camino de acceso.

c) Facilidad de explotación.

Las ventajas que presenta un banco en relación con otros, en lo que se refiere a facilidad de explotación, deberá tomarse en cuenta al fijarlo, ya que tiene influencia directa tanto en el aspecto económico, como en el cumplimiento de los programas de la obra.

Por tal motivo, hasta donde sea posible, se evitará localizar bancos en zonas montañosas en las cuales no se tengan sitios apropiados para la instalación del equipo para su explotación, tratamiento, maniobras y almacenamientos de los materiales procesados, en sitios tan próximos a las obras por construir, que al efectuarse el ataque del banco se ocasionan obstrucciones en ellas, con el material producto de la explotación; en las cercanías de instalaciones que son costosas para mover, tales como líneas de transmisión de energía eléctrica, subestaciones eléctricas, canales, tuberías (gaseoductos, oleoductos, etc.) o bien, en donde se ponen en peligro estructuras como cortinas de presas, torres de transmisión, edificios, etc. Otro caso que es conveniente evitar es el de extracción de materiales en playones de ríos, en donde los espesores aprovechables son pequeños y la calidad es variable o bien, cuando el material tiene que extraerse bajo agua con el consiguiente deterioro del equipo, disminución de rendimientos y consecuente aumento de costo; lo anterior se acentúa cuando

es necesario usar chalanes o algún otro equipo adicional.

Con objeto de evitar en lo posible problemas como los citados anteriormente, es necesario tomar en cuenta la facilidad de explotación, estudiando la posibilidad de explotar bancos, que aunque estén más alejados de las obras, presenten menores dificultades para su ataque.

d) Volumen disponible

Este es otro de los factores que deberán tomarse en cuenta al localizar un banco, ya que en los casos en donde el material requiere para su utilización cierto tratamiento por medio de máquinas o instalaciones costosas, el volumen por extraer debe justificar estos gastos a fin de que la explotación del banco resulte económica; en el caso de bancos de materiales con volúmenes reducidos en los cuales se requieren tratamientos como los indicados, no es recomendable su explotación a menos que no se encuentren otros bancos en la región.

e) Tratamiento

El tratamiento a que deberán sujetarse los materiales de los bancos para su utilización es otro aspecto importante para tenerse en cuenta al seleccionarlos, ya que de preferencia es conveniente trabajar con materiales cuyos tratamientos sean sencillos, tales como el disgregado, el cribado, o cuando más, el triturados, a fin de evitar aquéllos que requieran procedimientos adicionales complicados como el lavado u otros más elaborados como es el caso de las estabilizaciones; estos últimos procedimientos resultan caros y en ocasiones, por no disponerse de todo el equipo especializado necesario, se recurre a adaptaciones que al final no producen el material con la calidad adecuada, que es factible obtener, por lo que se recomienda que en caso de ser necesarios los procedimientos señalados, se utilice el equipo apropiado.

f) Costos

Es necesario antes de recomendar el empleo de cualquier banco de material, efectuar un análisis económico de los que se tengan disponibles, teniendo en cuenta los aspectos básicos anteriormente tratados, con lo cual se estará en posibilidad de eliminar aquéllos que no sean competitivos.

B Procedimientos de exploración y tipos de estudios que se efectúan.

Según la topografía de la región, tipo de vegetación, extensión del área por explorar, vías de acceso existentes y demás características, será el procedimiento de exploración a efectuar, pudiendo llevarse a cabo a pie, a caballo, en vehículo automotor, lancha o helicóptero. Por cualquiera de los procedimientos citados se puede llevar a cabo la exploración y durante ella se toman todos los datos necesarios de los bancos probables que se encuentren, los que ya fueron mencionados anteriormente en el segundo párrafo del inciso A.

a) Estudios preliminares

Después de llevar un croquis del área probable del banco, se señalarán sus dimensiones aproximadas, incluyéndose en el mismo un esquema con su ubicación en relación con el camino o la obra donde se empleará; a continuación se ejecutarán, según el área estimada del banco, algunos sondeos que por lo general se hacen a cielo abierto, distribuidos adecuadamente en toda el área, los que se señalarán en el croquis.

Los referidos sondeos se llevarán a cabo anotando en el registro de cada uno de ellos, el espesor de la capa de despalme y su tipo de material, la estratigrafía de los materiales aprovechables encontrados indicando con claridad

sus características, dureza o dificultad en su ataque, humedad natural, nivel de aguas freáticas si se llega a encontrar, tipo del material subyacente al material aprovechable, tratamiento y uso probable del material aprovechable, época del año en que se efectuaron los sondeos y todas las observaciones de campo que se consideren necesarias como puede ser la existencia de estratos de arcilla, fisuras con o sin relleno, tipo de relleno o empaque, etc. Una vez efectuados los sondeos a cielo abierto, los cuales tratándose de un estudio preliminar podrán ser del orden de 4 a 6 por cada 50,000 m³ de probable material aprovechable, se procederá a tomar una muestra representativa de cada sondeo, identificándola en forma adecuada a fin de evitar confusiones en el laboratorio. A todas las muestras se les afectuarán ensayos completos de calidad y de acuerdo con los resultados que se obtengan, se podrá juzgar si del estudio preliminar se pasa al definitivo o bien, por la calidad resultante de los materiales se elimina el banco o se amplía el estudio hacia alguna otra zona, que por el resultado de los ensayos y las observaciones de campo, resulte conveniente estudiar por considerar que posiblemente hacia ella se extienda el material de buena calidad. En algunas ocasiones se hacen estudios geofísicos, con objeto de detectar con mayor aproximación el área que conviene sondear y muestrear. En los casos en que los bancos se localicen en cortes naturales, se aprovecharán éstos para tomar en sus paredes muestras en canal, previa eliminación de la capa superficial que se encuentre alterada por acción del intemperismo; dichas muestras complementarán las hechas en los sondeos a cielo abierto. Lo anteriormente expuesto es aplicable a los materiales que son susceptibles de atacarse con pico y pala, ya que en caso de no ser así, el estudio preliminar se limitaría a efectuar algunas barrenaciones hasta una profundidad adecuada, y considerando el tipo y características físicas del polvo que se extraiga, la dificultad en la barrenación y algunas otras observaciones de campo hechas durante este trabajo (grietas, empaque, etc.), se podrá definir si se pasa el estudio definitivo o se concluye que no es conveniente efectuarlo.

b) Estudios definitivos.

Si el estudio preliminar ha conducido al definitivo, el croquis del banco se debe efectuar con mayor precisión midiendo con exactitud sus dimensiones y estancándolo para delimitar la zona de los materiales aprovechables; su ubicación con respecto al camino es necesario determinarla con mayor precisión y calcular su volumen tendiendo en cuenta el área estudiada aprovechable y el espesor promedio resultante de la capa o capas de materiales aprovechables, deduciendo los volúmenes de los desperdicios que se prevean.

En el estudio definitivo es conveniente distribuir los sondeos a cielo abierto en forma de partícula de tal manera que la distancia entre vértices adyacentes sea de 20 a 100 m, según la uniformidad, tipo de los materiales y espesor aprovechable; además, es aconsejable para su fácil identificación, poner una estaca a un lado del sondeo con su número correspondiente; también deberá llevarse un registro de cada sondeo en donde se señalen datos como los indicados para los sondeos preliminares y además los espesores de los diferentes materiales encontrados, clasificación estimativa, y todos los datos que se consideren de interés. Terminados los sondeos se tomará una muestra representativa en cantidad suficiente del material extraído de cada uno, identificándola correctamente para evitar errores en el laboratorio; a continuación se procederá a efectuar a todas las muestras individualmente los ensayos de calidad correspondientes y en el caso de que las características de ellas resulten uniformes, se obtendrá por cuarteo una muestra representativa de material del banco.

o bien, si hay algunas zonas con características diferentes, se obtendrán muestras representativas de éstas por medio de los materiales extraídos de los sondeos de cada una de dichas zonas; a estas muestras representativas se les efectuarán todos los ensayos de calidad correspondientes y se les determinarán los porcentajes de las partículas retenidas en las mallas de 3", 2", 1 1/2", 3/4" y 1/2", según sea el destino del material (revestimiento, sub-base, base, carpeta asfáltica, sello), así como el tamaño máximo de las mismas, con lo cual se podrá definir el tratamiento probable a que deberán sujetarse dichos materiales.

Lo anteriormente expuesto es aplicable al caso de bancos en los que los sondeos se pueden hacer con pico y pala, ya que en el caso de que esto no sea posible, se procederá a efectuar algunos sondeos a cielo abierto por medio de explosivos y a ejecutar algunas otras barrenaciones para determinar el área y espesor del material aprovechable y como consecuencia su volumen. De los sondeos a cielo abierto se tomarán muestras representativas, las cuales en el laboratorio se someterán a trituración por medio de una máquina o por marreo, a fin de poder efectuar todos los ensayos de calidad.

Conociendo los resultados de los ensayos de calidad, el tratamiento aplicado en el laboratorio para obtener material trabajable (disgregado, oribado, triturado parcial o total, lavado, etc.), volumen de material disponible y ubicación, se estará en posibilidad de recomendar el banco y su utilización, según las especificaciones que cumpla.

c) Estudios para fines de inventario.

Los procedimientos de exploración y estudios que se efectuarán para fines de inventario de bancos, normalmente son más sencillos que los estudios preliminares y definitivos ya descritos, por tratarse en general de bancos que ya fueron estudiados y empleados con anterioridad. Estos estudios es conveniente llevarlos a cabo para cada obra, ya sea carretera, aeropuerto, etc.; para iniciarlos es necesario obtener toda la información que se tenga disponible de los bancos estudiados en forma definitiva, conocer cuáles fueron empleados, sus volúmenes, características físicas de los materiales, tratamientos utilizados, empleo, problemas que se presentaron durante su explotación, comportamiento en la obra, etc.

Deberá efectuarse una inspección de los bancos a fin de verificar su existencia y condiciones que actualmente presentan, corrigiendo en caso de ser necesario su ubicación, y además se estimarán los volúmenes existentes. Si no se tienen ensayos de calidad recientes de los materiales o si toda la zona estudiada inicialmente fue explotada, se procederá a efectuar algunos sondeos para determinar si existe todavía material aprovechable, llevando un registro de estos sondeos, como se indicó en los estudios anteriores, procediéndose a la toma de muestras en la misma forma ya descrita, para que con la información de campo y los resultados de laboratorio se pueda decidir si los bancos se incluyen en el inventario o se eliminan por considerar que ya no son aprovechables.

En los casos de que en algunas carreteras u obras, se encuentren agotados los bancos empleados, o bien los necesarios para una determinada etapa, se procederá a efectuar la localización de nuevos bancos para sustituir a los originales en los trabajos de conservación que se lleven a cabo, ejecutando los estudios, preliminares y definitivos que sean necesarios, en la forma anteriormente descrita, al término de los cuales se podrán incluir en el inventario correspondiente.

C Diferentes tipos de bancos de materiales

Los bancos de materiales se presentan en la naturaleza en varias formas, siendo las más comunes las siguientes:

a) Playones de ríos

Estos bancos se forman por la sedimentación de los materiales que arrastran los ríos desde su nacimiento en las partes altas de las montañas hasta su desembocadura en los mares o lagos; a través de su recorrido se van depositando los materiales arrastrados, quedando los boleos en las zonas de pendiente fuerte del cauce y por consiguiente donde las velocidades del agua son elevadas, en otras donde la pendiente del canal es menos fuerte y la velocidad es menor, se depositan gravas, arenas, limos y arcillas, hasta llegar a las desembocaduras o sus proximidades en donde se depositan materiales finos. La formación de playones en las márgenes de los ríos, principalmente en las curvas del cauce, se deben a las diferentes velocidades que alcanza la corriente según la sección transversal del río.

Los playones de ríos en general presentan una buena graduación en el tamaño de los materiales que los constituyen, sin embargo en ocasiones por un proceso de lavado natural las partículas finas como las arenas, los limos o pequeñas cantidades de arcilla, son arrastradas quedando materiales inertes y/o mal graduados, los que en ciertas etapas de la construcción de las obras no son muy adecuados; en otras ocasiones, debido a las crecientes de los ríos, los playones son cubiertos con tirantes reducidos de agua, con velocidades de traslado bajas, originando que se sedimenten limos y arcillas, lo cual puede dar origen a bancos con materiales de características plásticas que a veces no son deseables en las obras.

b) Depósitos.

Los depósitos en general están formados por materiales que llenaron algunas depresiones del terreno natural, que llegaron por ahí por medio de arrastre fluvial, glacial o por eyección de volcanes, etc. En ocasiones se encuentran prácticamente descubiertos y en otras cubiertos por otro material arrastrado. Los referidos depósitos pueden estar compuestos por fragmentos de roca, gravas, arena, limos, arcillas, cenizas volcánicas, o fragmentos de origen piroclástico.

c) Mantos de roca.

En general, los mantos de roca presentan una caja intemperizada que puede tener varios metros de espesor, o bien cubiertos por material de arrastre (despalme), aunque en ocasiones la roca sana aflora debido a la erosión de la capa alterada o por fenómenos y formaciones geológicas que dan lugar a que se descubran dichos mantos. Las rocas que constituyen los referidos bancos pueden ser de origen ígneo, sedimentario o metamórfico.

Entre las rocas ígneas más comunes están el basalto, la riolita, la andesita, el granito, el gabro y las tobas; entre las sedimentarias están las calizas, las areniscas, los conglomerados, las brechas, entre las metamórficas - el mármol, la cuarcita, la pizarra y el gneiss. La forma en que se presentan las rocas en los mantos puede ser en masas sólidas y duras, en formas estratificadas, en fragmentos y en alguna otra variante, caracterizadas en ocasiones por el origen de la roca.

d) Conglomerados.

Los conglomerados son formaciones de origen sedimentario y están consti-

tuidos por gravas con o sin fragmentos de roca y cantidades apreciables de arena, que generalmente han sido depositados por corrientes fluviales, todo lo cual ha sido cementado posteriormente con materiales acarreados. En estos bancos las gravas y fragmentos son de forma redondeada y su cementación puede ser fuerte, como en los conglomerados calizos, o baja, dependiendo del tipo de los materiales cementantes.

Los bancos de conglomerados se encuentran generalmente en las proximidades de corrientes fluviales, en cauces antiguos; en algunas ocasiones se presentan formando estratos más o menos gruesos y en otras formando lomas originadas probablemente por erosiones o por movimientos telúricos.

e) Aglomerados.

Los aglomerados son formaciones de emzclas heterogéneas, poco o nada cementadas, de gravas, arenas, limos y arcillas, los cuales son de origen sedimentario. También hay materiales semejantes constituídos por fragmentos angulosos de origen ígneo, a los que se les llama aglomerados.

f) Zonas de pepena.

En algunas regiones del país se presentan zonas donde sobre la superficie del suelo se encuentran fragmentos duros de roca, cuyo origen geológico puede ser variado. Se considera que dichas zonas a las que se les ha llamado de pepena, se formaron por erosión de la roca, o por erupciones volcánicas, quedando sobre el terreno los corazones o fragmentos más duros, de un tamaño tal que pueden ser cargados a mano, aunque a veces se puede necesitar, en algunos fragmentos grandes, el empleo de explosivos (moneo). Se hace notar que estos fragmentos se pueden encontrar limpios o cubiertos con una capa más o menos gruesa de arcilla, probablemente resultante de la desintegración de la roca original.

D Inventario de bancos.

a) Ideas generales para su formulación.

Para la formulación del inventario de bancos deberá recabarse de todos ellos la información disponible en archivos y diferentes fuentes de información, la cual incluirá, tanto los datos de los bancos explotados con anterioridad que todavía tienen volúmenes aprovechables, como los que se vayan estudiando para nuevas obras.

Como ya se dijo en el punto relativo a estudios para fines de inventario, en ocasiones será necesario complementar o ampliar la información existente, bien porque la que se tiene no es suficiente o porque la zona del banco de donde se disponga de información está agotada. En el primer caso será necesario ampliar la información verificando ubicaciones, volúmenes, etc., y en el segundo, efectuando estudios de campo y de laboratorio para que con los resultados que se obtengan de ellos, se pueda juzgar si es conveniente considerar o eliminar dichos bancos del inventario correspondiente.

b) Información básica.

La información básica que debe contener el inventario de bancos se puede agrupar por carretera, tramo o zona correspondiente a una o varias obras y deberá estar formada por la siguiente:

Ubicación del banco en el camino u obra (km), nombre, a que lado del camino se encuentra, longitud y lado de la desviación si la hubiera. Tipo de propiedad del terreno donde se encuentra el banco, es decir, si es terreno parti-

cular, ejidal, nacional, etc.

Respecto al terreno también es conveniente informar si está cultivado, tipo de cultivo, si hay edificaciones o instalaciones próximas que se pudieran afectar durante la explotación, etc.

Sobre el banco se indicará si está en producción y en caso de ser así se señalará quien lo explota, tipo del material producido, destino, producción promedio diario, capacidad de producción, precio del material procesado, etc.

Si la necesidad del banco no es todo el año, se indicará cual es la época en que es accesible.

De la información más reciente que se tenga de las características físicas representativas del material que forma el banco, se podrá tomar en cuenta un número de ensayos que sea congruente con las particularidades del banco y defina las características del material; en caso necesario se complementará dicha información con nuevas determinaciones de calidad, las indispensables para asegurar que el volumen registrado es factible de aprovechar.

De cada banco se hará un croquis en el que se muestre la zona de material aprovechable, se indique el espesor promedio del material de despálme, el espesor del estrato del material aprovechable, el volumen aproximado de este último material, la localización del banco con respecto a la carretera u obra de que se trate, así como algunas fotografías que den idea de las características sobresalientes del mismo. Toda la anterior información se obtendrá para cada uno de los bancos del inventario y deberá estar contenida en un folder en el archivo de estudio de bancos, a fin de poder consultar, complementar o aumentar la referida información.

Como resultado de toda la información obtenida se formulará el inventario de bancos de materiales, el cual para fines prácticos deberá contener los datos siguientes:

Carretera, tramo u obra de que se trate, laboratorio que ejecutó el estudio, fecha del último estudio, número del banco, nombre del banco y su ubicación, tipo de material, usos probables, volumen disponible, espesor de despálme, tratamiento y características físicas principales del material (tanto en su estado natural como ya tratado, indicando el proceso a que fue sometido el material), tales como: tamaño máximo, porcentaje de desperdicio según sea el destino del material (en malla de 2", 3/4", etc.), zona granulométrica, valor relativo de soporte estándar (%), límite líquido (%), contracción lineal (%), expansión (%), equivalente de arena (%), desgaste (%), afinidad con productos asfálticos, etc.

Finalmente, deberán complementarse los datos anteriores con un plano general en que se ubiquen los diferentes bancos de materiales disponibles en la región, carretera, tramo o zona correspondiente a una o varias obras, y donde también se señalen en forma resumida para cada banco de material, su número y nombre, tipo de material, tratamiento recomendable y uso probable.

c) Utilidad y aplicación.

Los inventarios de bancos de materiales tienen una utilidad manifiesta, ya que esta información se puede aprovechar en el momento que se necesite, como puede ser el caso de reconstrucción de caminos u obras, en ampliaciones, en obras nuevas, en conservación, con lo cual no se tendrán demoras en el inicio de los trabajos por falta de bancos de materiales.

Debido a que los referidos inventarios se llevarán a cabo en toda la República, en cualquier parte que se tenga la obra se podrá tener información de los bancos existentes, tipo de materiales, tratamientos, etc., y en el caso de

que la obra se encuentre en una región o zona donde se tengan antecedentes de bancos, los estudios correspondientes se circunscribirán únicamente a esa región, con lo cual también se ahorrará tiempo en su localización.

Se considera conveniente que para una mayor utilidad de los ya referidos inventarios, se estén actualizando continuamente, con lo cual se tendrá información reciente de los bancos en explotación, los agotados, los nuevos, así como cualquier otra información que hubiera cambiado durante el lapso mencionado.

I-2 UTILIZACION DE MATERIALES PETREOS EN DIFERENTES ELEMENTOS DEL PAVIMENTO.

a) Materiales de uso probable en sub-bases y bases hidráulicas.

Probablemente los materiales que más uso tienen en sub-bases y bases hidráulicas son las gravas-arenas procedentes de ríos, las cuales generalmente deben ser sometidas a trituración parcial y cribado, y en mayor parte de los casos es necesario mezclarlas con otro material que posea ciertas características, para que complementen su granulometría, mejoren su cementación, abatan su plasticidad, etc.; estos materiales se prefieren a otros, debido a lo económico que resultan tanto en su extracción, como en su tratamiento.

Otro de los materiales que frecuentemente se emplean son los conglomerados, y aunque su uso más común es en sub-bases, también se emplean en bases; en ambos casos después de su trituración parcial y cribado, lo más usual es que se les agregue un material fino inerte, para reducir principalmente sus características plásticas. Los conglomerados también son de uso probable y para su empleo, en general se someten a trituración parcial y cribado, mejorándose sus características en caso de ser necesario, con algún otro material en la forma señalada para las gravas arenas de río.

La arenisca es otro de los materiales que generalmente se emplean en sub-bases, dichos materiales normalmente sólo se someten a tratamiento de disgregado o trituración parcial; también se emplean como materiales de mejoramiento en los de base (15 a 25%), los cuales comúnmente son materiales triturados total o parcialmente cribados.

Principalmente en las sub-bases se emplean algunos tipos de rocas alteradas, las que en la mayoría de las ocasiones se les da tratamiento de disgregado o trituración parcial, dependiendo éste de su grado de alteración. En ocasiones se utilizan en un porcentaje reducido (de 15 a 30%), como materiales de mejoramiento en las mismas sub-bases y/o bases. Cuando se encuentran muy alteradas se han empleado en la construcción de la capa subrasante.

Los materiales sometidos a trituración total y cribado, como las rocas procedentes de mantos, depósitos, pepena, etc., se emplean principalmente en bases hidráulicas, pero en ocasiones, debido a la escasez de otros materiales más económicos como las gravas-arenas, los conglomerados, etc., se emplean también en sub-bases; en ambos casos dichos materiales se usan solos cuando cumplen con los requisitos especificados, como sucede con las calizas, pero en ocasiones es necesario incorporarles algún otro material, con ciertas características que complementen o mejoren las que tiene el material triturado como es el caso por ejemplo del basalto.

Los tipos de materiales antes señalados, son los que se emplean con mayor frecuencia, pero también se usan otros materiales de tipo especial, los cuales se tratan por separado en el inciso I-5.

b) Materiales de uso probable en bases estabilizadas.

Cuando por razones generales de índole económica se requiere emplear, en bases de pavimentos, materiales de la localidad que por sí solos no reúnen características físicas satisfactorias para estos fines, se recurre a tratar dichos materiales adicionándoles algún producto elaborado para modificar sus propiedades originales, haciendo que alcancen los valores establecidos respecto a las normas vigentes.

Generalmente los materiales de uso probable en bases estabilizadas pueden ser los mismos que los de sub-bases o bases hidráulicas, cuando dichos materiales no cumplen con las especificaciones de calidad correspondientes; en este caso se procede a la estabilización, lo cual puede ser a base de productos asfálticos, cemento Portland, mezclas de cemento Portland y puzolana, cal hidratada, mezclas de cal hidratada y puzolana, y mezclas de cal hidratada y cemento Portland.

Los materiales empleados en estabilizaciones deberán llenar los requisitos que se indican en las Especificaciones Generales de Construcción en los incisos 91-03.3, 91-03.4 y 91-03.5. Asimismo deberán cumplir con lo indicado en dichos incisos una vez que hayan sido estabilizados.

1. Bases estabilizadas con cemento hidráulico, cal hidratada y/o puzolanas.

En las estabilizaciones con cemento hidráulico y/o cal hidratada y/o puzolanas, los casos más comunes los constituyen materiales que están excedidos de plasticidad y/o presentan bajo valor soporte dentro de ciertos límites razonables. Mediante el empleo de pequeñas cantidades del producto estabilizante, que varían generalmente de 2 a 4% en peso del suelo seco, es posible neutralizar o reducir la actividad de la arcilla, por acciones físico-químicas, obteniéndose un descenso en el índice plástico y un aumento en la resistencia del suelo tratado. El empleo más efectivo de estos estabilizantes, se tiene para las gravas arcillosas, gravas cementadas, caliches, rocas alteradas y suelos similares.

Como un caso especial se cita el de los materiales que aún cumpliendo con las especificaciones correspondientes, conviene incrementar su calidad con el empleo de alguno de los estabilizantes antes señalados, por diversos requisitos de diseño; tal es el caso de los materiales utilizados en la base hidráulica del tramo El Toreo-Satélite de la autopista México-Querétaro, donde por el elevado volumen de tránsito previsto, se le adicionó al material triturado el 3% en peso de cemento Portland, con resultados satisfactorios.

2. Bases estabilizadas con asfalto.

Aunque las bases asfálticas resultan en general más caras que las bases estabilizadas con cemento hidráulico, cal hidratada o puzolanas, su empleo se ha difundido mucho en nuestro país, debido sin duda a las ventajas que presentan respecto a las citadas en segundo término.

La función del asfalto en este caso, estriba fundamentalmente en aglomerar las partículas del suelo, proporcionando a éste suficiente cohesión y resistencia una vez compactado. Tratándose de materiales con cierto contenido de arcilla, la función del asfalto debe consistir además, en impermeabilizar las partículas de arcilla, para contrarrestar su actividad en presencia del agua. Por lo tanto, en cualquier caso donde el asfalto se utilice como producto estabilizante de un suelo, la condición primordial para su buen funcionamiento, es que quede uniformemente distribuido y dé lugar a la formación de una película que cubra y se adhiera firmemente a las partículas del suelo.

Por razones obvias, los materiales pétreos más indicados para la construcción de bases asfálticas, son las gravas arenosas, aglomerados, arenas limosas y arenas limpias, aunque también puede ser conveniente, por diversos requisitos de diseño, emplear material producto de la trituración de rocas. Por otra parte, no deben utilizarse materiales pétreos de baja sanidad, susceptibles de fraccionarse una vez cubiertos por el asfalto o bajo los efectos del tránsito, ni tampoco materiales con grumos o terrones que no puedan disgregarse antes de la incorporación del asfalto.

c) Materiales de uso probable en mezclas asfálticas y tratamientos superficiales.

Los materiales que se emplean con más frecuencia en mezclas asfálticas son las gravas-arenas, los aglomerados, conglomerados, rocas de mantos de depósitos o de pepena, y algunos otros materiales que pueden considerarse como especiales.

En general, los materiales como las gravas-arenas, los aglomerados y conglomerados, para su empleo de mezclas asfálticas, es necesario someterlos a un tratamiento de trituración parcial y cribado, aunque con frecuencia, en el caso de los conglomerados y aglomerados, es necesario el lavado; las rocas procedentes de mantos, depósitos o pepena, se someten a trituración total y cribado, siendo también necesario en ciertos casos lavarlos, para eliminar las partículas arcillosas que se encuentren adheridas al pétreo. En algunas ocasiones, a los materiales señalados anteriormente, se les incorpora otro material pétreo, con objeto de mejorar algunas características físicas del material principal, como granulometría, plasticidad, etc., pues cualesquiera de los materiales pétreos que se pretendan emplear en mezclas asfálticas, es necesario que cumplan con las normas de calidad establecidas en las Especificaciones Generales de Construcción.

Para emplearse en tratamientos superficiales, generalmente se utilizan gravas y rocas de mantos, de depósito y de pepena y solamente en casos muy especiales, se llegan a emplear aglomerados o conglomerados cuando éstos se presentan limpios de arcilla y con una fuerte proporción de fragmentos triturables. En ocasiones es necesario someter a lavado a los materiales antes señalados, para eliminar las partículas arcillosas o bien, el polvo, el cual en este caso es muy perjudicial, pues dificulta la adherencia del asfalto con el pétreo, como sucede frecuentemente con materiales procedentes de mantos de roca caliza.

d) Materiales de uso probable en pavimentos de concreto hidráulico.

Los materiales que tienen mayores probabilidades de emplearse en pavimentos de concreto hidráulico son las gravas-arenas procedentes de ríos, las cuales para su empleo generalmente se someten a tratamiento de cribado con el fin de eliminar los tamaños mayores al máximo que se necesita en la grava, y separar ésta de la arena.

En ocasiones debido a las características propias de la región no hay gravas-arenas, contándose solamente con boleos que tienen cantidades inapreciables de grava y arena, o con arenas con cantidades insignificantes de grava, por lo cual en estos casos, para la obtención de los agregados, se recurre a un tratamiento de trituración total o cribado, según sea el caso.

Las rocas sanas también pueden emplearse como materiales de pavimento de concreto hidráulico, sobre todo cuando hay escasez o no se cuenta con grava-arena de río; para el objeto, dichas rocas se deben someter a tratamiento de trituración total y cribado con el fin de obtener la grava y la arena, y en ocasiones, es necesario llegar hasta la molienda para producir el último material indicado.

Cuando no se cuenta con los materiales antes señalados, pueden emplearse los aglomerados y conglomerados; en estos casos, el tratamiento que generalmente se requiere para su empleo es el de trituración parcial y cribado, y también por lo común, es necesario el lavado.

Para la construcción de pavimentos de concreto hidráulico, en general, será más económico utilizar agragados pétreos procedentes de gravas-arenas de río que los obtenidos por trituración de rocas, aglomerados y conglomerados, por lo que es recomendable su uso, cuando se dispone de ellas en la región.

I-3 CONCEPTOS QUE DEBEN CONSIDERARSE PARA DEFINIR EL TRATAMIENTO DE LOS MATERIALES.

a) Características más importantes de los materiales en su estado natural.

Los materiales que constituyen los bancos o fuentes de abastecimiento, son variables y dependen de sus características el tipo de tratamiento a que deben sujetarse para obtener la granulometría y demás requisitos que deben cumplir para su uso en el pavimento, como ya se apuntó someramente en la parte relativa al uso probable de los materiales.

1. Formación.

Los materiales en su estado natural teniendo en cuenta la formación que presentan, se pueden dividir en:

- Mantos rocosos, constituidos por rocas completamente sanas o con un grado variable de alteración. Entre las primeras pueden citarse principalmente las riolitas, dioritas, andesitas, basaltos, etc. Entre las segundas frecuentemente se presentan así los granitos, las calizas y las pizarras.

El origen de estos materiales desde el punto de vista geológico, puede ser ígneo, sedimentario o metamórfico.

En general, el tratamiento obligado que se da a estos materiales es de trituración total, aun cuando hay casos como en las andesitas, que en ocasiones se presentan con un grado de alteración tan avanzado que no se puede aplicar un tratamiento de trituración parcial y cribado, sometiénolas a un tratamiento de disgregación para emplearse en sub-bases.

- Conglomerados y aglomerados, los cuales son materiales de origen sedimentario, principalmente o sea productos de la desintegración de rocas ya existentes.

El tratamiento que se aplica a estos materiales es generalmente de trituración parcial y cribado, o trituración total, pudiéndose tener casos de conglomerados, con un tratamiento a base de disgregado, cuando se emplean en sub-bases.

- Depósitos constituidos por suelos o suelos con fragmentos de origen geológico sedimentario, citándose entre ellos los limos, arenas, gravas o las combinaciones entre ambos, así como los depósitos de grava-arena con cantos rodados.

El tratamiento que debe dárseles a estos últimos para su uso en pavimentación, es variable, pudiendo ser desde un simple "papeo" para la eliminación de tamaños mayores de 5.08 cm (2") en materiales de depósito como las gravas-arenas, o bien cribado simple, hasta un trata -

miento de trituración parcial y cribado, lográndose en general buenos materiales para su uso en sub-bases, bases o carpetas.

Los tratamientos citados pueden complementarse cuando es necesario, con operaciones adicionales como son el lavado, la eliminación de finos arcillosos, etc.

b) Clasificación.

Los materiales se clasifican por su granulometría y plasticidad, de acuerdo con el sistema utilizado por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, que en términos generales se indica a continuación:

- Fragmentos de roca:

Son aquéllos cuyos tamaños son mayores de 7.6 cm (3") y menores de 2m, se subdividen en grandes cuando son mayores de 75 cm y menores de 2 m, medianos si son mayores de 20 cm y menores de 75 cm y chico cuando son mayores de 7.6 cm (3") y menores de 20 cm.

- Suelos:

Son aquéllos que tienen partículas menores de 7.6 cm (3"), subdividiéndose en suelos con partículas gruesas, que son en los que más de la mitad del material se retiene en la malla No. 200, y suelos con partículas finas en los que más de la mitad del material pasa la malla No. 200; finalmente se tienen los suelos altamente orgánicos.

Los suelos con partículas gruesas se subdividen a su vez en gravas y arenas; en las primeras más de la mitad del material se retiene en la malla No. 4, en las segundas más de la mitad del material pasa la malla No. 4.

Los suelos con partículas finas están formados por limos y arcillas, cuyo límite líquido puede ser menor de 50%, entre 50 y 100% y mayor de 100%.

De acuerdo con esta clasificación el tratamiento a que se deben someter los materiales varía, teniéndose por ejemplo que para los fragmentos de roca y los suelos de partículas gruesas, generalmente se requiere un tratamiento de trituración a fin de hacerlos adecuados para usarse en pavimentación, pudiéndose señalar que para el caso de fragmentos de roca, su tratamiento es siempre de trituración total y cribado y cuando se trata de suelos de partículas gruesas, los tratamientos pueden ser de trituración parcial y cribado, simple cribado e inclusive la eliminación de tamaños mayores de 1 1/2", mediante pepena.

c) Tamaño máximo.

En relación con su tamaño máximo, los materiales para pavimento pueden sujetarse a determinado tratamiento, teniéndose para el caso de los revestimientos provisionales, desde un simple "papeo" para quitar el desperdicio mayor de 3", hasta una trituración parcial y cribado, pudiéndose tener tratamientos a base de disgregado o cribado simple; los materiales para sub-base generalmente se obtienen mediante cribado simple, trituración parcial y cribado, y en ocasiones mediante disgregado; en las bases hidráulicas los materiales comúnmente requieren tratamiento de trituración parcial y cribado o trituración total, y con excepciones se logra mediante simple cribado; en los concretos asfálticos para bases y carpetas, generalmente por el tipo de granulometría requerida, los materiales deben ser tratados mediante trituración parcial y cribado o por medio de una trituración total; las mezclas asfálticas en el lugar, para bases o carpetas, pueden requerir por lo común materiales sujetos a trituración parcial y cribado o simple cribado; los materiales pétreos para tratamientos

superficiales generalmente necesitan de un tratamiento de trituración parcial y cribado y en algunas ocasiones se presentan casos en que pueden ameritar adicionalmente la operación de lavado.

d) Dureza y cementación.

Otros de los factores que influyen para el tratamiento a que se deben someter los materiales de pavimentación es la dureza y cementación de los mismos; un material de baja dureza y cementación, como son algunos tepetates, caliches, rocas alteradas, conglomerados, aglomerados y otros, es posible aprovecharlos proporcionándoles un tratamiento de disgregado o cuando más de trituración parcial y cribado; cuando se trate de rocas sanas o conglomerados fuertemente cementados, invariablemente se requiere sujetar al material a un tratamiento de trituración total y finalmente, se tiene el caso intermedio de depósitos de cantos rodados y gravas-arenas con boleos, donde es necesario aplicar al material natural un tratamiento de trituración parcial y cribado y en ocasiones, solamente el de cribado.

Como un factor adicional que influye en el tratamiento para los materiales de pavimentación se tiene la limpieza adecuada de los mismos, siendo variables los requisitos que se deben cumplir a este respecto, según la utilización que se dé al material. Los trabajos que es necesario llevar a cabo para lograr este objeto, son por lo general uno o varios de los que se citan a continuación.

- Despalme adecuado del banco.
- Eliminación de finos arcillosos perjudiciales al tratamiento del material aprovechable.
- Lavado del material.

b) Requisitos que deben llenar los materiales de acuerdo con su aplicación.

Los materiales pétreos usados en pavimentación (revestimientos provisionales, sub-bases y bases hidráulicas, bases y carpetas de mezcla asfáltica, riegos de sello, tratamientos superficiales de uno, dos o tres riegos, morteros asfálticos y agregados para concreto hidráulico) requieren cumplir una serie de requisitos en sus características físicas, entre las cuales se citan como principales las siguientes: límites de Atterberg, granulometría, valor cementante, valor relativo de soporte, equivalente de arena, desgaste, afinidad con el asfalto, intemperismo acelerado, forma de la partícula, etc., cuyos valores límites de detallan en las Especificaciones Generales de Construcción.

Los requisitos indicados, influyen en el tratamiento que será necesario darles a dichos materiales, para poder lograr que se cumplan las normas en vigor.

Así, según las características físicas que presente el material después de su extracción, dependerá, junto con la etapa de pavimentación a que se destine, el tratamiento que se aplique, teniéndose por ejemplo, que para materiales de revestimiento y sub-base, se pueden someter a un proceso de disgregado, cribado, o trituración parcial y cribado; en el caso de bases hidráulicas, mezclas asfálticas y tratamientos superficiales, por lo general se sujetan los materiales naturales a cribado, trituración parcial y cribado, o trituración total, y en ocasiones se mejoran sus características mediante mezclas con otros materiales, e inclusive se llegan a aplicar tratamientos de lavado.

c) Aspectos económicos y de programa de obra en relación con el tratamiento de los materiales.

Otros de los factores que influyen para la determinación de los tratamientos que se deben aplicar a los materiales empleados en la pavimentación, son -

el económico y el de programa de obra. Desde el punto de vista económico se presentan casos en los cuales se tienen bancos de materiales para un determinado tramo, que pueden variar de una grava-arena, por ejemplo, que requiere un tratamiento de trituración parcial, y cribado, a una roca de basalto con tratamiento de trituración total y aun cuando este último material presenta características de calidad mejores que el primero, teniendo en cuenta que la grava-arena reúne una calidad aceptable dentro de especificaciones, se elige ésta considerando el aspecto económico.

Este tipo de problema de tener que escoger un material entre varios, es usual cuando se presenta la necesidad de eliminar bancos por deficiencia de calidad o de volumen y sustituirlos por otros más lejanos que no presenten este problema. Otro caso que se presenta es cuando se necesita construir y mantener desviaciones muy costosas, como sucede frecuentemente en el sureste y en la zona noreste del país; en este caso puede resultar más económico aumentar los acarrees y evitar el ataque de bancos que se encuentren en las condiciones señaladas, pero esto debe definirse mediante un estudio económico.

Por otra parte, en los trabajos de construcción en general el programa de obras es determinante en el aspecto de ejecución de los mismos, ya que en base a él se tiene en cuenta los volúmenes de obra por ejecutar, las necesidades de los equipos de extracción, acarreo y compactación, así como el tratamiento de materiales no perdiendo de vista el aspecto de tiempo de ejecución. Para poder cumplir un programa de tiempo-volúmenes, las empresas contratistas que ejecuten los trabajos, ya sea con otorgamiento directo o mediante la celebración de concursos, tienen que tomar en cuenta sus equipos disponibles, recurriendo, si es necesario, a la compra directa del equipo faltante o a la renta del mismo; sin embargo, es frecuente que en el aspecto de equipo por usar en el tratamiento de materiales para pavimentación, por no disponer el constructor de determinados implementos, se obligue a proponer el uso de otros bancos, que pueda atacar con el equipo que tiene disponible, aun cuando tenga que absorber los acarrees excedentes que resulten y por consiguiente se tenga un panorama aparentemente antieconómico para el contratista.

Es conveniente señalar que cuando por causas imprevisibles es necesario acortar el tiempo de ejecución de una obra, los tratamientos de los materiales empleados para la pavimentación pueden sufrir variaciones con el objeto de lograr mayor rapidez en su procesamiento, sustituyéndose algunos bancos por otros que requieran tratamientos más sencillos, como por ejemplo una trituración parcial y cribado en vez de trituración total, resultando generalmente un incremento en el costo de la fase de la obra de que se trate, por haberse aumentado la distancia de acarreo, y/o el costo de la desviación, y/o el espesor de despalme del banco, etc.

I-4 PROCEDIMIENTOS Y EQUIPO PARA EL TRATAMIENTO DE LOS MATERIALES.

Los tratamientos a que se deben someter los materiales procedentes de bancos para los diferentes usos en los trabajos de pavimentación, pueden ser procedimientos tan sencillos como la eliminación de los desperdicios a mano, hasta tratamientos de trituración total y separaciones en diferentes tamaños para su dosificación en planta, existiendo también otro tipo de tratamientos como disgregado, cribado, trituración parcial y lavado de materiales. Los tratamientos antes citados son los más comunes, por lo cual a continuación se hace una descripción de ellos y del equipo empleado.

a) Eliminación a mano del desperdicio.

En las etapas de revestimiento provisional y sub-bases, existen materiales de bancos, principalmente en playones de grava-arena, que en general cumplen con los requisitos señalados por las normas respectivas, en forma natural, presentando sólo desperdicios mayores de 3" (7.62 cm) o de 2" (5.08 cm) en un porcentaje del orden de 5 a 10, lo que permite su eliminación a un costo bastante económico mediante el empleo de gente. El procedimiento utilizado en este tratamiento consiste en las operaciones de despalle o limpieza del banco, extracción del material, la cual puede ser a base de tractor y cargador o equipo de draga si el nivel de agua freática es tal que no sea operable el cargador y después de llevar directamente el material mediante camiones al camino, acamellonamiento del mismo con motoconformadora para facilitar la pepena de los fragmentos de tamaño mayor que el especificado. Esta última operación de pepena también se ejecuta durante el mezclado previo al tendido del material.

b) Disgregado de materiales.

La operación de disgregado generalmente se hace en materiales del tipo de conglomerados calichosos no muy cementados, areniscas cementadas, o rocas alteradas, los que se utilizan en las etapas de revestimiento provisional o sub-base, para lo cual se emplea equipo a base de pata de cabra y/o hyster, jalados generalmente con tractor. Este tratamiento se combina con el procedimiento anterior de eliminar a base de pepena el desperdicio que ya no es posible disgregar a tamaños menores. Este procedimiento frecuentemente se aplica en construcciones de carreteras, donde el pavimento en operación se encuentra constituido por una base hidráulica y una carpeta de mezcla asfáltica, las que se escarifican procediéndose después a llevar a cabo un disgregado mediante el cual se rompen los pedazos de pavimento a un tamaño no mayor de dos pulgadas, utilizándose el equipo descrito, que se combina con motoconformador para facilitar la operación de pepena y darle uniformidad al material.

c) Cribado de materiales.

La operación o tratamiento de cribar exclusivamente materiales para su uso en pavimentación, se aplica para aquéllos poco o nada cohesivos, cuyo porcentaje de desperdicio, pueda fluctuar de un 5 a un 25 de fragmentos con tamaño mayor que el especificado y en general es aplicable a materiales destinados para revestimientos provisionales, sub-bases, bases de tipo hidráulico y en casos muy especiales en la obtención de pétreos para carpetas de uno o dos riegos y en mezclas asfálticas en el lugar.

Dependiendo de la etapa de pavimentación y del tipo de material se efectúa la operación de cribado, la cual puede llevarse a cabo utilizando una criba de gravedad, que consiste en una instalación simple formada por una malla de abertura cuyo tamaño es la máxima medida aceptada para dicho material, 3" (7.62 cm) en revestimiento provisional, 2" (5.08 cm) para sub-base y 1 1/2" (3.81 cm) para base hidráulica, con una inclinación variable del orden de 30° y una tolva de entrada formada por tabloncillos de madera. La operación consiste en la descarga en la tolva del material en greña procedente del banco, acarreado con camión de volteo y por gravedad, pasarlo a través de la criba para caer en un camión colocado ex-profeso, resbalando el material de mayor tamaño sobre la superficie de la criba, para depositarse fuera de la misma como desperdicio. Este tratamiento es el más simple y se emplea en materiales que presentan en general una buena granulometría en estado natural, como es el caso de algunos depósitos de grava-arena.

Cuando se requiere una buena dosificación o elección de materiales pétreos en diversos tamaños, operaciones que en general se combinan con el tratamiento de trituración, se utilizan cribas vibratorias. Estas máquinas se componen de uno, dos o tres pisos de mallas de alambre o de placas perforadas con orificios de diversas formas, montadas en un bastidor flotante apoyado en resortes. El efecto vibratorio se produce por medio de una flecha excéntrica o con contrapesos que giran a elevada velocidad accionados por un motor eléctrico, siendo el ritmo aproximadamente de 1,200 vibraciones por minuto.

La superficie de cribado está constituida por mallas de aberturas cuadradas, siendo las que más se emplean en la obra, para la obtención de materiales de pavimentación, las que se indican a continuación:

Denominación de la malla, milímetros	Referencia
76.0	3"
50.0	2"
37.5	1 1/2"
25.0	1"
19.0	3/4"
12.5	1/2"
9.5	3/8"
6.3	1/4"
4.75	No. 4
2.36	No. 8

La operación de cribado utilizando equipo de cribas vibratorias, generalmente se usa en combinación con equipos de trituración parcial o total como complemento, y existen cribas horizontales con doble mecanismo excéntrico y -- cribas inclinadas con excéntrico simple. Las inclinadas son más económicas pero ocupan, para tamaños iguales, un mayor espacio vertical de instalación que las correspondientes horizontales, aun cuando en ambos tipos se logran producciones y eficiencias similares.

Los tamaños más utilizados (ancho por longitud de la superficie de cribado) son los de 4' x 8', 4' x 10', 4' x 12', 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16' y -- 6' x 16', en sus variaciones de uno, dos o tres pisos.

Además de las cribas citadas, se emplean para cribar tamaños mayores, generalmente de más de 1" (25 mm), las cribas de rejillas vibratorias en las que un excéntrico provoca un ligero movimiento longitudinal a fin de que el material pase a través de las barras.

Las cribas rotatorias es otro tipo que se ha utilizado mucho para clasificar los diferentes tamaños de los materiales empleados en carpetas de riego. Este tipo de cribas está formado por una estructura de forma cilíndrica que gira sobre un eje de modo que el cribado del primer tambor en serie, pase al segundo y de éste al tercero, etc., obteniéndose los diferentes tamaños que se requieran.

El equipo de cribado puede complementarse con alimentadores, transportadores y tolvas, cuando no forma parte de una planta de trituración.

d) Trituración de materiales.

La trituración es en general el tratamiento al que se recurre para poder

obtener la transformación del material en greña o natural procedente de los bancos, a la sucesión de tamaños que se requieren para las diversas etapas de pavimentación. La transformación citada no es posible llevarla a cabo en una sola etapa, por lo que la conversión del material natural en agregados útiles se debe realizar en varios pasos, según el tipo de material y la etapa de pavimentación a que se destine.

Existen diversos equipos de trituración que se complementan con equipo suplementario. El equipo de trituración propiamente dicho, puede constar generalmente de uno, dos o tres pasos, según el material que se debe obtener, pudiendo ser de las siguientes características.

1. Trituradoras primarias, las cuales pueden ser de quijadas o giratorias.
2. Trituradoras secundarias que pueden ser de rodillos, de martillos o de impacto y de conos.
3. Trituradoras terciarias de rodillos, martillos o de impacto y de conos.
4. Trituradoras o molinos que pueden ser de barras y de bolas.

Entre el equipo complementario para los tratamientos de trituración se tienen:

1. Alimentadores de delantal, de plato o vibratorios.
2. Bandas transportadoras.
3. Cribas vibratorias que pueden ser horizontales o inclinadas, cribas de rejillas o cribas rotatorias.
4. Elevadores de cangilones.

En plantas fijas en ocasiones se usan hornos secadores rotatorios y ciclones para quitar el polvo.

Básicamente existen cuatro métodos de reducción del tamaño del material por compresión, por desgaste, por impacto y por corte.

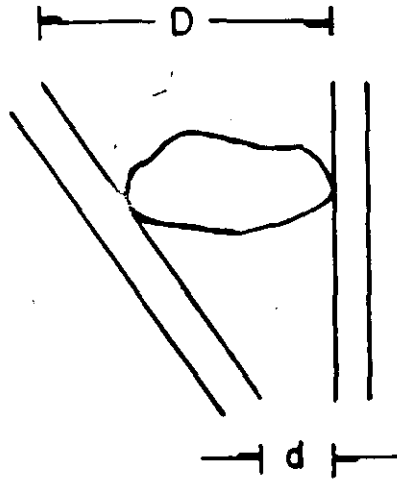
Los equipos de trituración utilizan diversos métodos de reducción dependiendo de su tipo, así se tiene que las quebradoras de martillos emplean el impacto, desgaste y corte; las de rodillos, impacto, corte y compresión; las giratorias, el impacto y la compresión, lo mismo que las quebradoras de quijadas y de cono.

Para definir el tipo de equipo de trituración más adecuado desde el punto de vista del material que se pretende utilizar como desde el aspecto económico, es necesario tener en cuenta la naturaleza del material por emplear, teniendo en cuenta dos conceptos que definen los comportamientos y campos de utilización de los equipos:

- El índice de reducción y el coeficiente de forma.

Índice de reducción.

Se define como la relación entre el tamaño del fragmento a la entrada del equipo y el tamaño del material triturado a la salida del equipo. Este valor varía de acuerdo con el tipo de trituradora según su construcción y métodos de reducción empleados.



$$I R = \frac{D}{d}$$

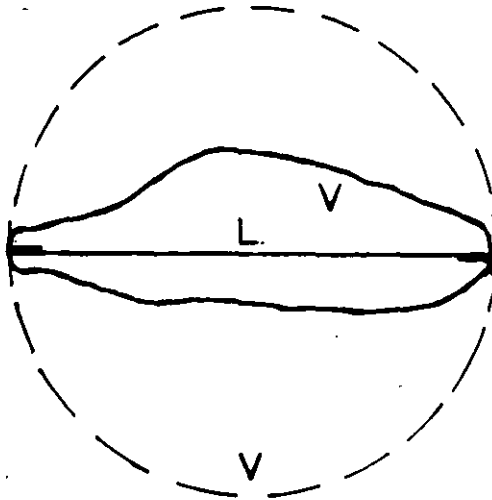
IR = Índice de reducción.

D = Dimensión o abertura de entrada.

d = Dimensión o abertura de salida.

- Coeficiente de forma.

Se define como la relación entre el volumen de un fragmento de roca y el volumen de una esfera hipotética de diámetro igual a la dimensión mayor del fragmento:



$$C = \frac{v}{V}$$

C = Coeficiente de forma.

v = Volumen del fragmento.

V = Volumen de la esfera de $\emptyset = L$.

L = \emptyset de la esfera de volumen V.

De la fórmula anterior se obtienen los siguientes valores promedio en los

fragmentos más comunes:

Forma del fragmento		Coefficiente de forma
Esférico		1
Cúbico	$\frac{2}{\pi\sqrt{3}}$ =	0.37
Tetraedro regular	$\frac{1}{\pi\sqrt{2}}$ =	0.22
Canto rodado	=	0.34
Grava triturada	=	0.22
Lajas	=	0.07
Agujas	=	0.01

En relación con las formas de los fragmentos, los dos últimos no deben aceptarse debido a que por su forma las partículas tienen fuerte tendencia a fracturarse.

- Trituración primaria.

Esta etapa es la inicial en un proceso de trituración y se lleva a cabo mediante equipos de quijadas o giratorios. En general para realizar la primera etapa de reducción de materiales pétreos se usa la quebradora de quijadas de simple togle con excéntrico superior, siendo un equipo de mecánica simple, utilizándose en las plantas portátiles en tamaños que van de 12" x 36" a 42" x 48", con pesos de 5,300 kg hasta 48,000 kg y producciones desde 18 a 840 toneladas por hora, dependiendo del tamaño del equipo, su abertura de salida y naturalmente la naturaleza geológica del material, alcanzando índices de reducción promedio de 8:1.

Básicamente la trituradora de quijadas consiste en una biela porta-quijadas accionada por un voltaje, que se mueve acercándose a una plancha fija y al entrar el material a la cavidad trapezoidal que queda entre las dos, es triturado hasta alcanzar el tamaño de una boca de salida. Por razones de eficiencia, se recomienda que los fragmentos de material sean de un tamaño igual a la sexta parte de la abertura de la boca de alimentación.

La granuladora o quebradora de quijada secundaria, trabaja bajo los mismos principios, admitiendo tamaños menores. Esta máquina tiene la ventaja de dar un coeficiente de reducción hasta de 8:1 y la granulometría del producto muy uniforme y cúbica.

Las quebradoras giratorias no se utilizan en los grupos móviles por ser de grandes dimensiones y muy pesadas, por lo que su empleo es en instalaciones fijas de tipo minero o de producción de cemento.

Las dimensiones, expresadas generalmente en pulgadas, se refieren al rectángulo de su boca de admisión (ancho por largo), para las quebradoras de quijadas y por el tamaño de admisión, en pulgadas, de la roca de alimentación, para las quebradoras giratorias.

- Trituración secundaria y terciaria.

Para estas etapas de la trituración se tienen equipos variados tanto desde el punto de vista de su construcción como de su efecto, teniéndose quebradoras de rodillos, impacto y de conos.

- Trituradora de rodillos.

Este equipo reduce los tamaños del material a base de un efecto de compresión y de corte. Su uso en la actualidad ha quedado limitado para triturar materiales suaves y poco abrasivos como las rocas calizas, ya que los materiales que presentan un alto contenido de sílice, originan en los rodillos, sobre su superficie cilíndrica surcos y desgaste que elevan considerablemente los costos de mantenimiento.

El diámetro de los rodillos, con el objeto que puedan triturar los fragmentos de roca, debe de ser 20 a 30 veces el tamaño máximo por triturar, siendo su producción proporcional al ancho del rodillo, teniendo su limitación en este aspecto ya que cuando es demasiado ancho se producen desgastos irregulares, siendo más notables en el centro que en las orillas del rodillo. Su índice de reducción es generalmente de 8:1 que es demasiado bajo debido principalmente a las limitaciones en los tamaños de alimentación, pudiéndose aumentar este índice de reducción, mediante un tercer rodillo, con el consiguiente aumento en su costo inicial en su operación.

El coeficiente de forma de este tipo de quebradoras es bajo, produciéndose gran cantidad de material lajeado.

- Trituradoras de impacto o de martillos.

Este tipo de quebradoras, utilizando los fuertes impactos de la roca o material impulsado contra las placas del bastidor, por uno o dos motores que hacen girar a los martillos a bastantes revoluciones por minuto. Con este tipo de equipo se obtiene material triturado de forma cúbica con elevado coeficiente de forma, índice de reducción de 20:1 o inclusive de 30:1; sin embargo, tiene la limitación que no es adecuada para materiales con alto contenido de sílice (más del 5%), por el fuerte desgaste que sufren sus martillos y barras de impacto, siendo aconsejable su uso en materiales no abrasivos como calizas, dolomitas, asbestos, etc.

Cuando se tienen materiales húmedos, puede emplearse la trituradora de martillos no atascable, la cual tiene una placa rompedora viajera que está en movimiento continuo, forzando la alimentación de material e impidiendo que se atasque la trituradora, siendo suficiente para triturar piedra caliza, cementos, esquistos ybauxita.

- Trituradora de cono.

Este equipo se usaba anteriormente en instalaciones de tipo minero, sin embargo su uso se ha generalizado en obras civiles, principalmente en caminos, de 10 años a la fecha. Se pensaba que este tipo de máquinas tenía una mecánica complicada, de alto mantenimiento y operación costosa, sin embargo, la realidad ha demostrado que este equipo aun cuando tiene una mecánica precisa y con unidades robustas, su mantenimiento y costos de operación no son mayores que las quebradoras de quijadas o de rodillos en operaciones normales.

Su mecanismo consiste, en una cavidad o receptáculo en el que gira una flecha en posición vertical, cuyo movimiento excéntrico permite dejar entre las dos paredes, en determinado momento, una cavidad más amplia sobre la cual cae

el material. Al completarse el movimiento circular, el cono regresa donde ha caído el material y lo tritura hasta reducirlo al tamaño regulado con anticipación en la máquina.

Se tienen las siguientes ventajas:

Producciones relativas observadas con alto índice de reducción del orden de 10:1.

Utilización completa y regular de sus elementos de desgaste en la cámara de trituración, utilizándose los efectos combinados de compresiones e impactos sucesivos, dando por resultado poco desgaste por abrasión y un producto con alto coeficiente de forma.

Protección contra fragmentos metálicos (dientes de cucharón de cargador, cabezas de marro, etc.) no triturables, por un dispositivo a base de resortes en el perímetro de su bastidor.

Dimensiones compactas que hacen práctica su instalación en plantas móviles.

Costos de mantenimiento bajos por la elevada duración de sus piezas de desgaste.

Las quebradoras de conos se empezaron a usar en construcción de caminos en unidades portátiles de tamaños de 36" (diámetro inferior del cono), con peso de 11,000 kg y producción de 80 toneladas por hora a una abertura de salida de 1" (para producir material para base de 1 1/2"). A medida que se presentó la necesidad de construir carreteras más modernas incluyendo autopistas de varios carriles de circulación, se tuvieron exigencias de volúmenes mayores, siendo necesario usar tamaños mayores como el cono de 48" con peso de 22,000 kg y producciones de 170 toneladas por hora y el de 66", con peso de 42,000 kg y rendimiento del orden de 275 toneladas por hora, con material para base de tamaño máximo de 1 1/2".

Las quebradoras de cono se fabrican para trituración secundaria, terciaria y cuartenaria y aun cuando su aspecto exterior es prácticamente el mismo, la geometría de sus cámaras de trituración presentan grandes diferencias, teniendo que para los equipos cuartenarios la abertura de salida es más pequeña para producir material más fino y lógicamente admiten material de menor tamaño que los terciarios y secundarios.

- Molino de barras.

Este tipo de quebradora se emplea generalmente en casos especiales, para una etapa cuartenaria o sea para producir material fino que no se produce en las etapas secundarias y terciarias y que se requiere para tener la sucesión de tamaños, en la granulometría exigida para materiales para base o carpeta asfáltica.

Esta quebradora está constituida por un tambor cilíndrico de placa de acero estructural, horizontal y revestido con placas de acero al manganeso, para su protección interior, estando accionado a través de una corona dentada y un piñón o bien, mediante un tren de neumáticos con ejes horizontales.

El cilindro está cargado con barras cilíndricas de acero duro de 2 y 3 pulgadas de diámetro, de longitud ligeramente inferior a la dimensión longitu-

dinal del cilindro. Estas barras accionadas por la rotación del cilindro ruedan unas sobre otras produciendo una acción interna de molienda.

Dependiendo del grado de finura del producto por obtener, existen tres tipos de alimentación y descarga.

- Con entrada y salida axiales.

 - Con entrada axial y salida periférica por un extremo.

 - Con doble entrada axial y salida periférica por un extremo.

 - Con doble entrada axial y salida periférica por la parte media.

El primer tipo se utiliza para finos hasta la malla No. 50, el segundo para tamaños hasta la malla No. 20 y el tercero para tamaños hasta la malla No. 4.

Este tipo de trituradora también puede ser de bolas en lugar de barras.

- Equipo complementario.

Entre este equipo se tienen los alimentadores que proporcionan la operación de alimentación del material en graña a la quebradora primaria. Esta operación se puede llevar a cabo en la forma más sencilla o sea descargando los vehículos de transporte a la boca de la quebradora o por medio de equipos especiales de alimentación. Entre estos últimos se tienen:

Alimentador de mandil.

Se compone de paletas metálicas que forman un tablero que se mueve a una velocidad de 3 a 10 m por segundo, accionado por un motor eléctrico. Este tipo de alimentador es adecuado para instalaciones de alta producción de tipo minero o cementero.

Alimentador de plato.

Está constituido de una placa metálica rectangular, montada sobre rodillos, moviéndose en forma de vaivén por medio de una biela excéntrica. Este equipo es adecuado para instalaciones pequeñas y medianas que utilizan depósitos de río.

Alimentador vibratorio con rejilla (Grizzly) de precribado.

Se usan en instalaciones medianas y elevadas producciones teniendo la ventaja de que precriban el material pequeño que tiene el material en graña, mandando sólo a la quebradora primaria el material que requiere trituración.

Las características deseables para seleccionar un equipo de trituración pueden resumirse como sigue:

- Que se admitan los tamaños grandes que se reciban.

- Que resista mejor el desgaste por abrasión.

- Que tenga capacidad para absorber cargas máximas.

- Que produzca el tamaño deseado a la salida.

- Que la máquina ceda con seguridad al hallar material no reducible.

- Que no se obture.

- Que tenga la menor demanda de energía por tonelada de producto terminado.

Que requiera un mínimo de supervisión.

Que funcione económicamente con un mantenimiento mínimo.

Que tenga una mayor vida útil.

A continuación se incluye una tabla en la que se recomienda en forma general el tipo de trituradora más adecuado para materiales de diversas características. Esta tabla aparece en el libro "Movimiento de Tierras" editado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México, A. C., Edición 1967. (Ver Tabla No.1).

e) Lavado de materiales.

Este tratamiento forma parte en algunas ocasiones de la operación de trituración y cribado de materiales para pavimentación, principalmente en la producción de pétreos utilizados en carpetas asfálticas y concretos hidráulicos. La operación de lavado se aplica en aquellos materiales que por sus características naturales presentan problemas de contaminación con arcilla, materia orgánica y/o polvo, originando que no se puedan emplear como se encuentran, por lo tanto, en el tratamiento ya sea de cribado o trituración y cribado, se requiere adaptar equipos de lavado, entre los cuales se citan los siguientes:

1. Gusanos lavadores.

Se componen de un recipiente de placas metálicas, cuya parte inferior por lo general se ensancha para formar un tanque de clasificación, con un vertedor para arrojar el agua excedente con los limos y arcillas disueltos en ella. En el interior del cuerpo o recipiente, gira lentamente una espiral longitudinal accionada en su extremidad superior por un motor eléctrico con reductor de velocidad, la cual sirve para extraer el material ya lavado.

2. Tambores desenlodadores o "Scribbers".

En el caso que se tenga necesidad de llevar a cabo un lavado más enérgico de materiales fuertemente contaminados con arcillas, se utilizan los tambores desenlodadores, que constan de un cilindro de placa de acero en cuyo interior se montan aspas o paletas metálicas que nueven el material. Existe un dispositivo de riego de agua a presión para realizar en el interior del tambor el lavado del material. A la salida, el agua sucia se escurre por los orificios del cilindro de evacuación. Generalmente se usan tambores de los diámetros siguientes: 60, 72, 84, 96 y 114 pulgadas.

3. Cribas con chiflones.

Es una instalación para producción limitada que consiste en pasar el material por una serie de cribas vibratorias a distintos niveles, con un sistema de una o varias barrras de chiflones de agua, para separar los finos y arrastrarlos al fondo de un recipiente metálico de donde salen por gravedad para su decantación.

En este caso se lava y clasifica en distintos tamaños el material.

f) Dosificación en planta.

Se tienen entre los diversos tratamientos para materiales de sub-base y base, la dosificación en planta, procedimiento que se ha estado usando con mayor frecuencia en los trabajos de construcción de carreteras, principalmente por el hecho de tenerse cada vez más, la necesidad de contar con mejores pavimentos, en armonía con el tránsito cada vez mayor en número y tonelaje. Los -

TABLA No. 1

TABLA GENERAL DE APLICACIONES DE EQUIPO DE TRITURACION.

MATERIAL	MUY DURO A DURO	QUEBRADIZO Y DESMENUZABLE	BLANDO	PEGAJOSO Y HUMEDO	FIBROSO
Pizarras y esquistos	Quijadas Conos	Quijadas Conos Martillo Cilindros	Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	
Calizas	Martillos Granuladora	Granuladora Martillos Cilindros	Granuladora Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	
Piedra (1) Mineral	Quijadas Conos Barra Bolas	Quijadas Conos Granuladora Martillos Cilindros	Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	Martillos Cilindros
Productos Químicos	Quijadas Conos	Quijadas Conos Granuladora Cilindros	Granuladora Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	Martillos Cilindros

(1).- Se considera que dentro de esta clasificación se incluyen los fragmentos de rocas como basaltos, granitos, dioritas, andesitas, etc., así como boleos y gravas de río.

materiales procedentes de bancos y sometidos a diversos tratamientos, principalmente trituraciones parciales, totales y cribados, con frecuencia adolecen de deficiencias como por ejemplo las contaminaciones con arcilla, que originan que presenten una plasticidad fuera de especificaciones; en otros casos se tienen problemas de deficiencias en ciertos tamaños, en menos o en más, o bien, el material presenta un valor cementante casi nulo, siendo ésto bastante común en las gravas de río utilizadas en bases de pavimento, originándose problemas para lograr la compactación requerida.

Con el objeto de corregir las características señaladas, se recurre a separar en 2 ó 3 tamaños el producto triturado, operación que se lleva a cabo al procesar el material en la instalación que se tenga, pudiendo mediante bandas transportadoras descargarlo directamente en las tolvas de la planta dosificadora, o efectuar esta operación mediante el empleo de cargadores. Para la dosificación se usa un equipo que está constituido principalmente por un cuerpo formado por 2, 3 ó 4 tolvas horizontales, que descargan sobre una banda rotatoria horizontal, la cual, mediante un elevador de cangilones, transporta los materiales a un recipiente metálico, donde se le incorpora el agua necesaria. Una vez dosificados, mediante un sistema de paletas accionadas por un motor eléctrico, se produce el mezclado de los materiales para descargarlos a los camiones de volteo mediante una banda transportadora. Este equipo de dosificación se utiliza como se ha indicado, para mezclar materiales que garanticen tanto una granulometría adecuada como la incorporación del material de mejoramiento que se requiera, así como para disminuir el empleo de motoconformadoras, ya que los materiales con su humedad adecuada llegan al camino exclusivamente para ser tendidos mediante la citada motoconformadora o utilizando extendedoras, garantizándose así una buena sucesión granulométrica, calidad y uniformidad, aumentando por consiguiente el buen acabado de las bases hidráulicas. Por otra parte, este procedimiento de dosificación es el indicado para caminos que se localizan en zonas montañosas de alta precipitación pluvial, donde las maniobras de mezclado y tendido de los materiales se dificultan considerablemente.

I-5 CASOS ESPECIALES.

En ocasiones, para la ejecución de los trabajos de pavimentación no se dispone en la localidad de los materiales que tradicionalmente se utilizan en este tipo de obras, resultando más conveniente emplear materiales de tipo especial que no se usan comúnmente y que en algunos casos no llenan los requisitos especificados, pero que por su buen comportamiento en pavimentos construídos con anterioridad o bien, por razones que generalmente guardan relación con el costo y/o el programa de obra, resulta ventajoso su uso. Entre los materiales que se utilizan en trabajos de pavimentación y que pueden considerarse dentro de un tipo especial, están el tezontle, las escorias de fundición, los desperdicios de minas como son los materiales obtenidos de los procesos de beneficio, las conchas y conchuelas de mar, el yeso, el sascab y la arcilla calcinada.

También puede considerarse como un uso de material de tipo especial, el que en su estado natural cubre los requisitos señalados en las especificaciones y no necesita ningún tratamiento.

A continuación se hacen algunos comentarios sobre dichos materiales y el uso que generalmente se les da en las obras de pavimentación:

1. Tezontle.

Es un material derivado del basalto, el cual puede considerarse como un producto piroclástico que presenta una estructura cavernosa y que es un material ligero porque es poroso; es altamente friccionante y generalmente de color rojo oscuro o negro, siendo variable el tamaño de los fragmentos. Otro producto piroclástico derivado del basalto, es el "lapilli", que está formado por fragmentos de tezontle de tamaño no mayor de 2 ó 3 centímetros.

El uso de estos materiales en sub-bases o bases hidráulicas ha tenido éxito siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Calidad adecuada, principalmente en lo que se refiere a su susceptibilidad para degradarse bajo los efectos del tránsito.
- b) Cementación correcta, mediante la mezcla con otro material apropiado, para evitar los reacomodos originados por las vibraciones del tránsito de los vehículos.
- c) Protección suficiente cuando se emplea como base hidráulica, proporcionada tanto por el riego de impregnación, como por la carpeta asfáltica, la cual debe ser cuando menos de dos riegos en caminos de tránsito ligero y de mezcla asfáltica, en caminos de tránsito medio o pesado.

2. Sascab.

El material "sascab" que abunda en la Península de Yucatán, consiste en una formación caliza, comúnmente con alto contenido de finos, baja plasticidad y elevado valor soporte, debido este último principalmente a su buena fricción interna.

Tomando en cuenta los ensayos de control de laboratorio efectuados durante la construcción de diversos caminos en la región, se puede apreciar una variación muy considerable en las características físicas de este material, habiéndose encontrado cerca de 40 tipos diferentes de "sascab". Salvo muy raras excepciones, puede decirse que ninguno de los tipos de "sascab" conocidos hasta la fecha, cumple con las especificaciones para base de pavimento, por lo que no es recomendable su empleo para tal objeto.

El criterio que se ha seguido, con buenos resultados, en la pavimentación de las carreteras principales de la Península de Yucatán, consiste en emplear para la capa subrasante, "sascab" procedente de bancos seleccionados, de la mejor calidad disponible en la región, dentro de un criterio económico de acarreo (2 a 3 kilómetros de promedio), con lo cual la subrasante, por su calidad, viene a desempeñar también la función de sub-base y naturalmente el espesor de la base de pavimento se reduce generalmente al mínimo que permiten las especificaciones.

3. Yeso.

A principios del año 1967, se planteó el problema referente al posible

aprovechamiento de diversos macizos rocosos de yeso tipo alabastro, para la construcción de la base de pavimento de la carretera Escárcega-Chetumal, mediante un proceso de trituración total a tamaño máximo de 1 1/2". En este caso resultaba conveniente el empleo de este material, en virtud de que se acortaban considerablemente los acarreos con respecto a otros bancos disponibles en la zona.

Tomando en cuenta lo anterior, se efectuaron oportunamente estudios de laboratorio a largo plazo, sometiendo el yeso triturado a diversos efectos de intemperismo, tales como humedecimiento y secado alternados y humedecimiento prolongado, hasta por un lapso de 12 meses, habiéndose obtenido resultados satisfactorios en sus características físicas. También se hicieron análisis químicos, los cuales revelaron que se trata de yesos de alta pureza (mayor de 90%) y que son estables químicamente.

Por otra parte, se construyeron dos tramos experimentales de base de pavimento, empleando yeso triturado a tamaño máximo de 1 1/2", con objeto de observar directamente los efectos del intemperismo y del tránsito, sobre la capa ya compactada con y sin riego de impregnación. Las muestras tomadas para su ensaye, en el momento del tendido, después de la compactación y a edades de 3, 6 y 12 meses, acusaron resultados dentro de la calidad especificada para base hidráulica de pavimento, registrándose solamente cierta degradación atribuible más bien al efecto de los rodillos lisos utilizados durante el proceso de compactación. Con estos antecedentes se procedió a la construcción de un tramo de más de 100 kilómetros, utilizando en la base hidráulica el citado material y protegiéndola con una carpeta asfáltica de un riego, en la cual se empleó roca caliza triturada. El comportamiento de esta base construida con yeso, ha sido satisfactorio hasta la fecha, después de 2 años de terminado el camino.

4. Conchuela de mar.

En el litoral del Golfo de México, en las zonas cercanas al Puerto de Tampico, Tamps. y en la isla de Ciudad del Carmen, Camp., se han empleado bancos de conchuela de mar para la construcción de bases hidráulicas, y bases y carpetas asfálticas.

La conchuela procedente de los bancos cercanos a Tampico, se encuentra con un avanzado grado de alteración, consistiendo en pequeñas lajitas de conchuela mezclada con finos procedentes de la misma; este material en su mayor parte, se degrada fácilmente. Su graduación granulométrica es defectuosa y no pasa la prueba de desgaste; sin embargo, se ha utilizado en la construcción de bases hidráulicas en calles y caminos de la zona y en el aeropuerto del lugar, y en este último, también se construyó la base asfáltica, con mezcla hecha en el lugar, empleándose el citado material. En todos los casos antes mencionados se utilizó la conchuela sola, sin mezclarse algún material pétreo y su comportamiento ha sido aceptable.

En la pavimentación del tramo Ciudad del Carmen-Puerto Real de la carretera Costera del Golfo, se utilizó arena-conchuela para la construcción de la base asfáltica en el lugar. En este caso la conchuela se presenta generalmente entera y sana, y no obstante que este material acusa un valor relativo de soporte algo bajo debido a su deficiente granulometría y fal-

ta de cohesión, una vez incorporado el asfalto se obtiene una mezcla de muy buena calidad, como se ha comprobado por su excelente comportamiento en la obra mencionada. Por otra parte, este material también se empleó para la construcción de la carpeta asfáltica del aeropuerto de Ciudad del Carmen, encontrándose en general en buenas condiciones no obstante que ha dado servicio durante más de 25 años.

5. Escorias de fundición.

La escoria de fundición conocida también como grasa, generalmente es un material pesado, frágil, vidrioso, muy duro y que al triturarse no produce finos por lo cual, para utilizarse en la construcción de bases o sub-bases de pavimento, es necesario mezclarlo con otro material fino para corregir los defectos de su granulometría y proporcionarle una cementación adecuada. Este material se ha empleado con resultados satisfactorios en la construcción de bases de pavimento en algunos tramos de caminos cercanos a San Luis Potosí, S.L.P., lugar en donde se encuentran depósitos de dicho material. Por otra parte, su principal inconveniente es que presenta dificultades para su trituración, pues es muy abrasivo.

6. Desperdicios de minas.

Durante el proceso de beneficio de materiales procedentes de la explotación de minas, se obtienen materiales pétreos que son considerados como desperdicios, una vez que se les ha extraído el mineral. Estos materiales se han empleado con éxito en la construcción de bases y sub-bases de pavimento y generalmente resulta económico su empleo.

Entre estos desperdicios pueden considerarse los "jales", que generalmente consisten en una arena fina obtenida por trituración y que resulta adecuada como mejoramiento de materiales arcillosos, para corregir su plasticidad.

Otro material es el que se obtiene durante el beneficio de minerales de fierro, como es el caso del extraído en el Cerro del Mercado en Durango, Dgo., del cual queda como desperdicio el material denominado "estéril medio pesado" que consiste en una roca riolítica triturada a tamaño máximo de 3", cuya granulometría no acusa material fino; este material después de triturarse a tamaño máximo de 1 1/2" es de muy buena calidad para utilizarse en la construcción de sub-bases y bases de pavimento.

7. Materiales que no requieren tratamiento.

El caso de los materiales que no requieren tratamiento se ha incluido en este inciso relativo a los materiales especiales, por considerar que el caso corriente es generalmente que a los materiales utilizados en la construcción de sub-bases, bases y carpetas asfálticas, se les somete a un tratamiento que puede ser trituración, lavado, disgregado, cribado, etc., o se les mezcla con otro material que mejore sus características, resultando difícil encontrar materiales que cubran las especificaciones correspondientes tal y como se encuentran en el banco. Este caso se presenta principalmente en los tipos de bancos que se indican a continuación:

a) Bancos de grava-arena en playones de arroyos o ríos, en lugares donde

se han depositado tamaños cuya graduación granulométrica y demás características físicas llenan los requisitos establecidos en las especificaciones correspondientes.

b) Aglomerados que cumplan con los requisitos especificados, los cuales por encontrarse sin cementación, no necesitan ningún tratamiento. Generalmente son de origen piroclástico, de tamaño adecuado con partículas angulosas.

c) Rocas con un proceso avanzado de alteración, las cuales se disgregan con el equipo de ataque y no necesitan un tratamiento especial.

Un ejemplo de este material es el "tucuruguay", el que proviene de una roca granítica muy alterada y se ha empleado frecuentemente en la costa del Océano Pacífico, lugar donde abunda, en la construcción de sub-bases de pavimento.



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

MONTERREY, N. L.

9-11 NOVIEMBRE DE 1994

**PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES**

3. IMPORTANCIA DE LAS TERRACERÍAS

ING. JAVIER HERRERA LOZANO

IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS.

I.- INTRODUCCION.

Probablemente ha de reconocerse que algo de las dificultades con que hoy se enfrenta el ingeniero al tratar de resolver el problema del dimensionamiento de pavimentos, es debido a los enfoques que ha sido capaz de desarrollar hasta el momento para el problema, enfoques que seguramente será conveniente cambiar en el futuro próximo.

En primer lugar, parece fuera de duda que el comportamiento estructural de una carretera no puede circunscribirse a unos cuantos centímetros superiores o a unas cuantas capas situadas sobre las demás. Evidentemente ese comportamiento estructural se fragua en toda la sección, contando desde el terreno de cimentación a la carpeta; es posible que de las fallas observadas en pavimentos, hayan ocurrido tantas por mala terracería como por mala base y que las condiciones del terreno de cimentación puedan ser determinadas en muchos casos.

Hoy, el terreno de cimentación y la terracería se tratan con bastante independencia del requerimiento estructural que de ellos ha de hacerse más tarde, de manera que todos los parámetros que definen dicho comportamiento estructural quedan sin ser controlados; no es pues, extraño que en el momento en que se solicita una respuesta estructural cualquiera, dicha respuesta sea impredecible. Hoy se considera, metodológicamente hablando, que la responsabilidad de la respuesta estructural de la sección está únicamente en las capas de sub-base, base y carpeta a las que se llama el pavimento. La liga que la razón exige entre la masa del terreplén y el pavimento se establece a través de una capa subrasante, bajo el criterio de colocarla suficientemente bien como para poner el pavimento al abrigo de la sorpresa. Cuando se usa el método del VRS, el criterio anterior equivale lisa y llanamente a exigir a la subrasante un VRS mínimo, aún sabiendo que este indicador es harto inseguro para reflejar las características estructurales de una masa de suelo; tampoco es extraño que bajo tales controles, esa masa se comporte imprevisiblemente.

Es aparentemente fundamental y urgente, como un primer requisito para aspirar a una buena tecnología de carreteras, eliminar la dualidad terracería-pavimento, sustituyéndola por el concepto monolítico de sección estructural de la carretera. Dicha sección ha de estudiarse sin distinciones conceptuales dentro de ella, analizando todas sus componentes y adecuándolas a las exigencias, de manera que la sección resista en cada nivel lo necesario; el colapso de la sección ocurrirá antes del tiempo de vida útil contemplado, sólo si una parte de la sección estructural no cumple su compromiso con el conjunto.

El procedimiento de diseño que se propone en estas páginas para uso en la SAHOP cumple con este requisito primeramente planteado y considera la carretera una sección estructural, como se hace en las otras estructuras de la ingeniería civil.

En segundo lugar, parece también indudable que en la actualidad resulta imposible pretender el perfeccionamiento en materia de diseño de pavimentos y que en plano real habrá de conformarse con métodos no demasiado satisfactorios para el análisis teórico y ello, durante bastantes años, probablemente. La razón para ello es múltiple y no puede ser analizada en este sitio, pero para entender algunos conceptos que puedan marcar la dirección del razonamiento que se sigue, bastará señalar algunas inadecuaciones entre el problema de los pavimentos y los conceptos desarrollados y manejados hasta hoy para resolverlo. El ingeniero, por ejemplo, está acostumbrado a manejar casi exclusivamente el concepto de resistencia de los materiales a partir de la idea de resistencia máxima, tal como se obtiene de la ruptura de una varilla de acero en prueba de tensión simple, por citar un caso. Sin embargo éste no es el concepto de resistencia apropiado para manejar pavimentos, sujetos a cargas transitorias repetidas en forma aleatoria, que conducen a fenómenos de fatiga, etc. Es lógico pensar que en tanto no se desarrolle un buen conocimiento de tales tipos de cargas, de los efectos resistentes de los materiales, no será posible llegar a un método de diseño de pavimentos que aspire a ser realista y racional.

Ante estas situaciones, es evidente que habrá que seguir haciendo uso de métodos tradicionales de diseño y dentro de estos el VRS parece tan bueno como cualquier otro, con la ventaja circunstancial de haber sido utilizado en los últimos años y contarse, por lo tanto, con una experiencia respecto a él que de ninguna manera puede desdeñarse. Esta experiencia es personal y en mucho menor escala, institucional.

II.- ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Se abordará ahora el sistema con que típicamente se estructuran la mayor parte de los pavimentos flexibles que se construyen en la actualidad. Se trata de establecer una nomenclatura y de discutir el papel que se asigna a cada una de las diversas capas.

Bajo una carpeta bituminosa, formada típicamente por una mezcla de agregado pétreo y un aglutinante asfáltico, que constituye la superficie de rodamiento propiamente dicha, se disponen como siempre por lo menos de dos capas bien diferenciadas; una base, de material granular y una subbase, formada, preferentemente, también por un suelo granular, aunque el requisito obligue menos que en la base, en el sentido de poderse admitir suelos de menor calidad, con mayor contenido de finos y menor exigencia en lo que se refiere a la granulometría; la razón es, obviamente, el mayor alejamiento de la sub-base de la superficie de rodamiento, por lo que le llegan esfuerzos de menor intensidad. Bajo la sub-base se dispone casi universalmente en el momento presente otra capa, denominada subrasante, todavía con menores requisitos de calidad mínima que la sub-base, por la misma razón, pero cuyo fundamental papel mecánico y económico de discute cada vez menos.

Bajo la subrasante aparece el material convencional de la terracería, tratándose mecánicamente en la actualidad casi sin excepción, por lo menos en lo referente a la compactación.

El establecimiento del comportamiento conjunto de la terracería con la

estructura del pavimento ha sido objeto de relativamente poca atención en el pasado y existe poco escrito sobre él en la literatura especializada. De algunos hechos experimentales que se irán exponiendo más adelante y del sentimiento del autor de este trabajo, parece que pueden extraerse las siguientes conclusiones como provisionalmente válidas:

1.- Se ve razonable pensar que la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante no es un requisito fundamental en las terracerías; los niveles de esfuerzo que a ellas llegan a través de todo el espesor protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la terracería en que pudiera pensarse, de acuerdo con otros requisitos que enseguida se mencionan.

2.- La deformabilidad parece ser el requisito básico para aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento. Desde este punto de vista serán fundamentales todos los conceptos que contribuyen a que el material de terracería sea poco deformable. Entre estos, 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 que tienen predominio de los tamaños más pequeños que es dable encontrar en los suelos.

Los materiales en que predominan los fragmentos grandes y medianos son deformables estructuralmente hablando, por las dificultades constructivas que suele tenerse para darles el necesario acomodo, que hacen que en muchas ocasiones se cometan graves descuidos durante la construcción, que tienen muy desfavorables repercusiones, más graves cuanto más alto sea el terraplén. Es de notar el problema especial de deformabilidad que se tiene en terraplenes con grandes fragmentos, cuando aquellos son de muy baja altura, de manera que los fragmentos quedan cubiertos únicamente por capas delgadas de suelo. En este caso suelen tenerse espesores de capa muy poco uniformes, grandes a los lados y entre los fragmentos y pequeños sobre ellos. Naturalmente que un terraplén como el que se describe será muy difícil compactar correctamente, siendo esta razón por la que este caso puede presentar graves problemas de deformabilidad. En todas partes se especifica un espesor mínimo de suelo como cobertura de los fragmentos de roca que se aceptan en un terraplén dado y, obviamente, cuanto mayor sea este espesor mínimo, el problema que se acaba de exponer se presentará en menor escala.

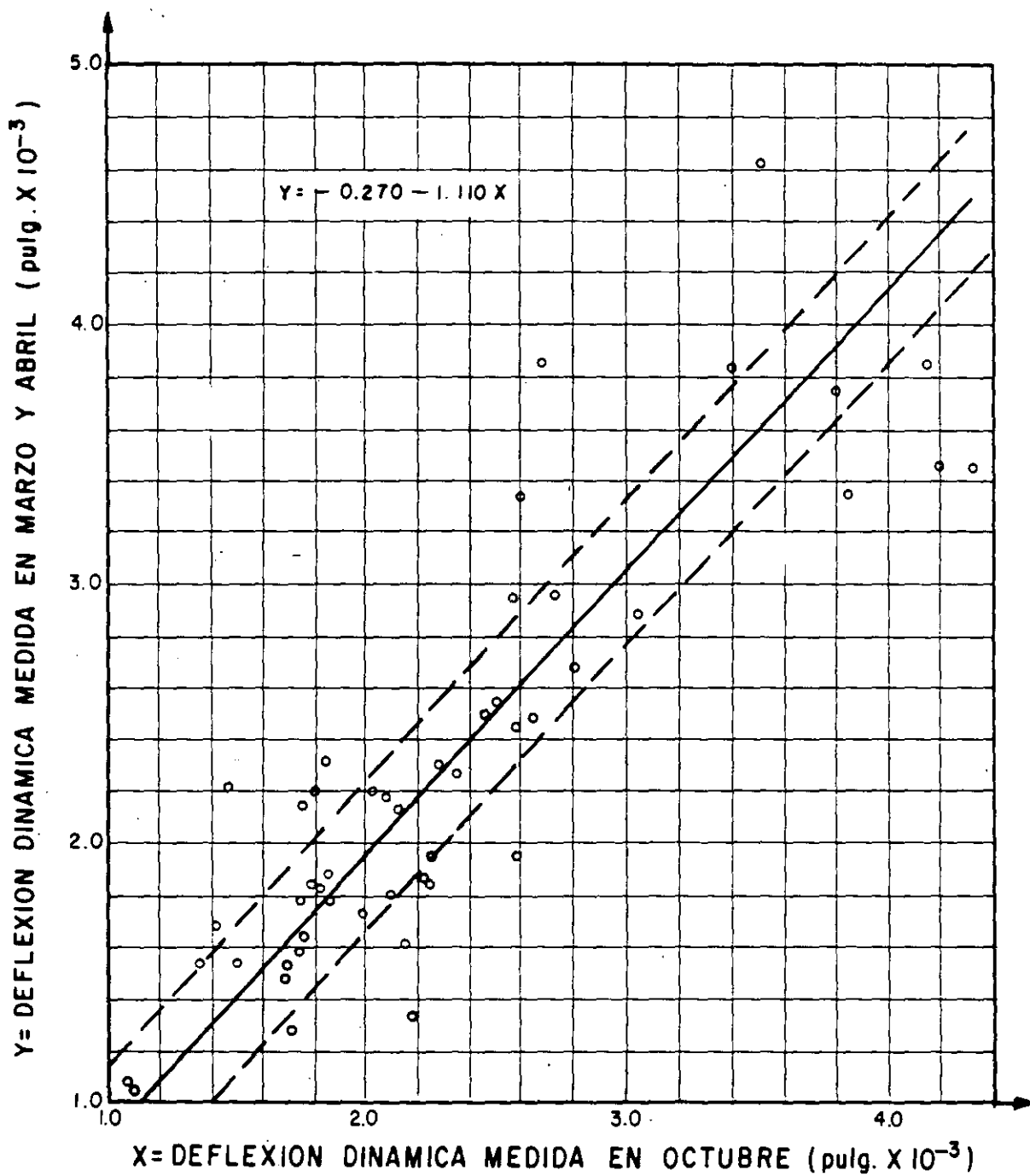
El otro gran problema de los materiales que constituyen las terracerías se tiene, como ya se mencionó, cuando éstos están formados por suelos compresibles y arcillosos. Muchos suelos MH y CH presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe proscribirse. El panorama se complica aún más si los suelos son en añadidura, orgánicos. Es norma no aceptar el uso en el cuerpo del terraplén de los materiales MH, OH y CH, cuando su límite líquido es mayor de 100%. También evitar el empleo de los materiales que en el Sistema Unificado reciben la denominación genérica de P_t . No se puede establecer hasta que punto una norma rígida de especificación puede resolver este tipo de problemas, pues un mismo suelo puede tener comportamientos muy diversos según sean las condiciones de clima, drenaje y subdrenaje, -

geometría del terraplén donde se coloque, topografía del lugar, etc. También juega un papel fundamental en el comportamiento final obtenido el tratamiento de compactación. Una terracería deformable obligará al uso de pavimentos de espesor considerable, que logren que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles suficientemente bajos, por lo que plantean una disyuntiva muy clara; si la deformabilidad se toma en cuenta en el diseño del pavimento, éste será anti-económico y el conjunto claro, pues ya se dijo que cuesta más el material del pavimento que el de terracería; si la deformabilidad no se toma suficientemente en cuenta en el diseño del pavimento, como tantas veces ocurre, nunca se tendrá un pavimento con buen comportamiento en ese lugar por mejor que se conserve y por mucho que se reconstruya.

3.- Relacionándose con el punto anterior, la acción climática ha sido frecuentemente mencionada como el punto fundamental a cuidar para tener una terracería que tenga un buen comportamiento como apoyo de un pavimento. La afirmación, empero, merece discutirse.

Con el objeto de valorar la resistencia del conjunto pavimento-terracería y su variación con la estación del año, para poner de manifiesto la influencia climática, se realizaron dos series de mediciones de la deflexión en la superficie en un total de 52 secciones con un pavimento que comprende una carpeta asfáltica; distribuidas en casi toda la geografía mexicana. La primera medición se hizo en octubre al terminar la estación lluviosa en todos los puntos estudiados y la segunda se realizó en los meses de marzo y abril, al terminar el período de estiaje. Las deflexiones se midieron con equipo Dynaflect y se considera que la deflexión que muestra el pavimento en su superficie es una medida de la condición estructural prevaleciente en todo el espesor construido bajo ese punto, de manera que un pavimento que tiene deflexiones altas, se acepta que está en peor situación que otro que las tenga bajas. La Fig. No. 1 muestra los resultados obtenidos. Las deflexiones se presentan en pulgadas por ser este el patrón universal de su medición. La información que proporciona la Fig. No. 1 es sorprendente, en el sentido de que contradice en algo el sentimiento experimental de la gran mayoría de los especialistas. No se manifiesta una diferencia apreciable en la condición estructural de las secciones, estadísticamente hablando, aún entre dos momentos tan drásticamente diferenciales como lo fueron aquéllos en que se realizaron las mediciones. La conclusión al extraer es una de dos; o la deflexión en la superficie del pavimento no es un criterio para juzgar de la condición estructural de un sistema pavimento-terracería, afirmación que estaría en contradicción con toda la experimentación moderna, especialmente con los estudios de evaluación de pavimentos construidos o la acción climática sobre el comportamiento estructural del conjunto pavimento terracería se ha ponderado en el pasado de un modo que precisa cierta revisión.

Es posible que esta conclusión haya de ser circunscrita en parte a la situación de México, país en el que las variaciones estacionales no son muy notables en general y que el efecto estacional resulte mucho más acusado en otras latitudes, sobre todo en países en que la acción del clima incluya efectos de congelamiento y deshielo, que pueden ser muy severos. A este respecto cabe el comentario de que, en muchos casos, son precisamente esos países los



x = DEFLEXION DINAMICA MEDIDA EN OCTUBRE (pulg x 10⁻³)

Fig. No. 1. Correlación entre dos series de mediciones con equipo Dynaflect en 52 secciones seleccionadas en carreteras de México.

que dan origen a mucha de la metodología práctica de evaluación y diseño de pavimentos, por lo que surge la pregunta de si tales métodos no serán excesivamente conservadores para naciones como México.

En la figura No. 1 hay puntos que se apartan mucho de lo que parece ser la tendencia general; hizo ver que en muchos de esos puntos existía un préstamo lateral cercano a la sección en estudio, de manera que ésta era mucho más vulnerable a la acción climática por la presencia de una excavación vecina, relativamente profunda.

Las conclusiones contenidas en la figura No. 1 son tan interesantes que se procede a una revisión general de la información obtenida, mediante el estudio de las mismas y nuevas secciones elegidas en el campo; desgraciadamente los nuevos resultados no están disponibles en el momento, pero es pertinente decir que investigaciones similares realizadas recientemente en dos importantes tramos de prueba que la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas tiene bajo control en dos puntos de su red, han arrojado resultados similares. En una investigación similar hecha en Australia, midiendo las deflexiones con viga Benkelman; los resultados finales presentados permiten sostener la información que se ha proporcionado.

Cuando se dice "acción climática" se entiende, a veces, efecto de variación estacional y se acepta implícitamente que éste debe ser muy acusado y de grandes repercusiones en la vida de la vía terrestre; esto es lo que parece no suceder y este criterio es el que, según indica la investigación citada, ha de ser revisado. Parece que, una vez construido un camino, se alcanza, al cabo de algún tiempo, una condición de equilibrio y que ésta es relativamente independiente de los cambios estacionales, por lo menos en México. Naturalmente, cual sea la condición de equilibrio que a fin de cuentas se alcance dependerá, entre otras cosas, del clima prevaleciente en la zona, en el sentido general y familiar; pero también influye la confirmación topográfica y geológica y la relación que con estos tipos de accidentes guarde el trazo general de la vía. Una vía terrestre puede estar en muy buenas condiciones generales en un lugar de clima desfavorable, si su trazo la protege, en tal caso la condición de equilibrio a que llegue podrá ser también favorable; recíprocamente, en un lugar de clima aparentemente benigno, una vía puede alcanzar condiciones de equilibrio que impliquen peligros serios a su vida futura. El efecto climático no puede ser visto como una norma de criterio independiente de todo un conjunto de consideraciones igualmente importantes; no se trata de conocer en que clima se desarrollará una vía terrestre, sino en que condición general se encontrará dentro de esa zona y sujeta a la acción de aquel clima y esas condiciones definen una vida futura que parece ser más independiente de los cambios locales de estación de lo que se hubiera juzgado en el pasado.

Los resultados de la anterior investigación, así como su sentimiento experimental permiten sugerir que quizá la expresión "acción climática" es demasiado amplia para expresar el importante efecto que tiene el contenido de agua de los materiales sobre la resistencia estructural de los pavimentos; este efecto incluye muy particularmente, claro es, el agua contenida en la terracería y la capa subrasante. Así, seguramente no debe pensarse tanto en una acción general del clima, cuanto en la necesidad específica de proteger con el subdrenaje adecuado el tramo de la carretera en el que sean de temer

condiciones especiales de saturación. Naturalmente que la acción climática - en un sentido más general puede influir en otros problemas conectados con la tecnología de los pavimentos, tales como la aparición de grietas longitudinales por procesos repetidos de evaporación y humedecimiento, en que la acción solar juega un papel importante o el "envejecimiento" de una carpeta, también por acción solar. La correspondencia entre las curvas que aparecen en la figura No. 2 ejemplifica la importancia práctica de las fluctuaciones del nivel freático en el lugar determinado y hace ver la importancia del subdrenaje que controle tales fluctuaciones, manteniendo el contenido de agua en la subrasante en un valor poco variable.

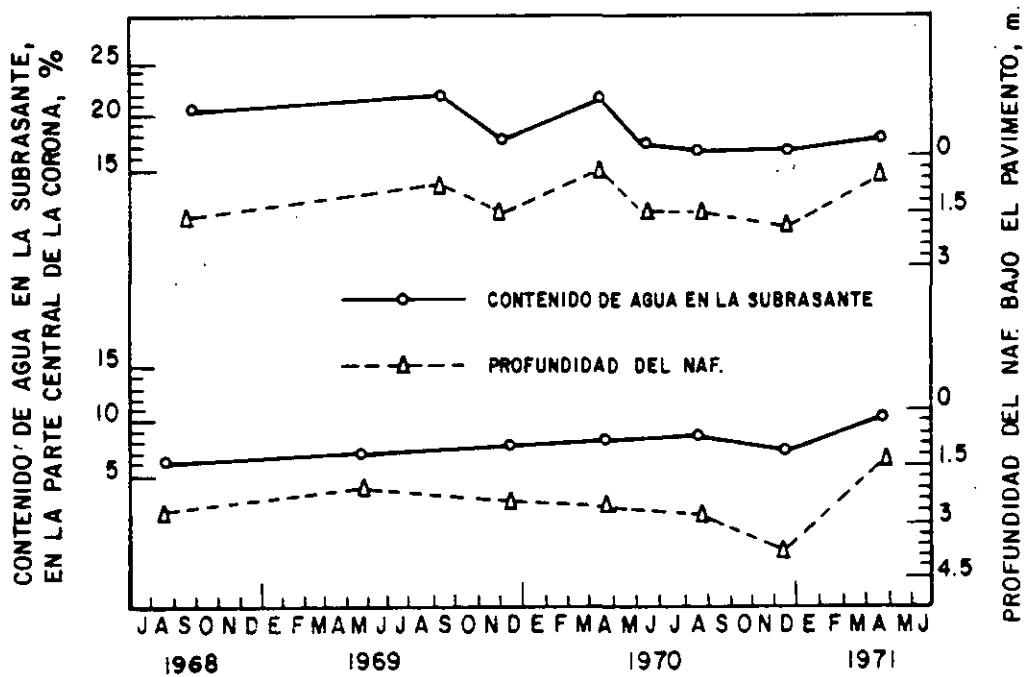


Figura No. 2. Variaciones del contenido de agua en la subrasante cuando varía la posición del NAF.

También es un reflejo de la acción climática la formación de baches tras una lluvia por efecto del agua infiltrada.

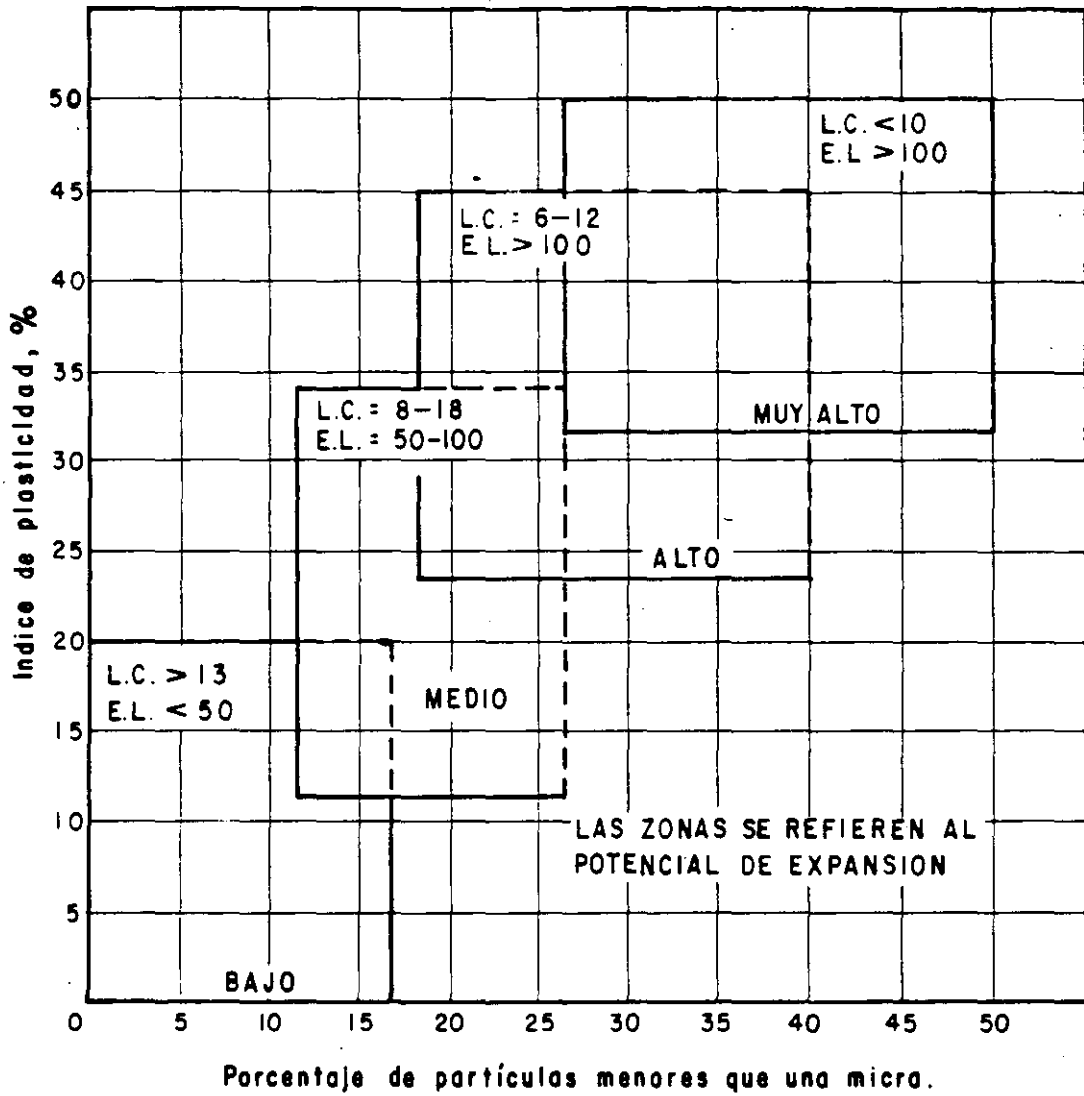


Figura 3. Clasificación de suelos expansivos según el Bureau of Reclamation de los E.U.A.

III INFLUENCIA DE LOS SUELOS CON POTENCIAL EXPANSIVO EN EL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS.

En la construcción de vías terrestres en muchos sitios es preciso utilizar suelos arcillosos o con muy importante contenido de arcilla. Muy frecuentemente estos suelos presentan marcadas características de expansividad; son los suelos denominados activos, cuya característica es sufrir grandes cambios de volumen cuando varía su contenido de agua. Es común la presencia de estos suelos en el cuerpo de las terracerías y no es rara en la capa subrasante. En regiones áridas los suelos suelen encontrarse con contenidos de agua muy bajos y es frecuente que pierdan por acción solar parte del agua que se les incorpore durante el proceso de compactación, con la consecuencia de que al pasar más tiempo puedan volver a aumentar su contenido de agua por la natural tendencia a acumularse ésta bajo las superficies cubiertas por los pavimentos o por efecto del natural humedecimiento que acompaña a las estaciones lluviosas; en tales zonas áridas existirá siempre una mayor tendencia a los cambios en el contenido de agua por efecto climático. Estos cambios producen en los suelos activos muy nocivos efectos, sobre todo en lo referente a la estabilidad volumétrica y a las características de resistencia al esfuerzo cortante.

La presencia de suelos expansivos en los pavimentos flexibles se hace cada día más notoria, por el aumento natural que año con año se tiene en el volumen de tránsito y en las exigencias de servicio. En la actualidad resalta el hecho de que no es suficiente la información que se tiene de las propiedades de los suelos expansivos, de sus efectos, de métodos sencillos para identificarlos en el campo o en el laboratorio y de procedimientos constructivos que permitan manejarlos, hasta donde resulte conveniente, sin caer en un riesgo excesivo de mal comportamiento futuro.

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

- a. Contracción por secado.
- b. Expansión por humedecimiento.
- c. Desarrollo por presiones de expansión en los suelos confinados en -- que se restringe la expansión.
- d. Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Es común que varios de estos efectos se presenten simultáneamente. Los daños típicos de los hechos anteriores en un pavimento flexible son generalmente de uno o más de los siguientes cuatro tipos:

- a. Elevaciones o descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no produzcan agrietamiento u otros daños visibles.
- b. Agrietamiento longitudinal.
- c. Deformaciones significativas localizadas, por ejemplo en torno a las

alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.

- d. Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con --tendencia a desintegración.

De los daños anteriores, seguramente el primero es el más frecuente; puede ser medido con rugosímetros y en algunos países empieza a haber especificaciones en cuanto a valores máximos tolerables. El agrietamiento longitudinal acompaña usualmente al ascenso o descenso de la carpeta.

Cualquier intento para tomar en cuenta la presencia de suelos expansivos en el comportamiento de un pavimento flexible debe presuponer un cierto grado de éxito en la estimación de las condiciones de humedad y demás propiedades significativas en el momento de la construcción y en la estimación de los cambios de contenido de agua que van a ocurrir durante la vida útil del pavimento y de su influencia en aquellas propiedades significativas. También resultará de la máxima utilidad establecer criterios de clasificación de suelos finos, bien sea en el laboratorio, o quizá mejor aún, en el campo, que en forma sencilla puedan detectar la presencia de suelos expansivos, poniendo en guardia al ingeniero.

TABLA No. 1.

Actividad	Categoría del suelo
Menor que 0.75	Suelo inactivo
0.75 - 1.25	Suelo normal
Mayor que 1.25	Suelo activo

Clasificación de los suelos finos según su tendencia a la expansión.

De acuerdo con la anterior clasificación, las montmorilonitas y bentonitas resultan ser activas, las ilitas normales y las caolinitas inactivas. Se ha intentado correlacionar el concepto de actividad de Skempton con el potencial de expansión de las arcillas, pero las correlaciones encontradas son poco precisas.

El Bureau of Reclamation de los E. U.A. realizó un intento para clasificar a las arcillas desde el punto de vista de la intensidad de su potencial de expansión. Se toma en cuenta para definir este último el llamado Grado de Expansión, que es el porcentaje de expansión de una muestra de suelo secada al aire y colocada después en un consolidómetro, anegada en agua y bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). En realidad el potencial de expansión se define en términos de varias otras características de la arcilla, además del grado de expansión, de las que las más importantes son del límite de contracción, el Índice de plasticidad, el porcentaje de partículas menores que una micra y la expansión libre. Este último concepto se define por medio de la ecuación que en seguida se menciona, realizando una prueba que consiste en formar una muestra de 10 cm³ de suelo secado al aire, formada con la parte del material que pase la malla No. 40 y en introducirla en una probeta gradua

da de 100 cm³ llena de agua, midiendo el nuevo volumen de la muestra cuando llega al fondo de la probeta.

$$E.L. = \frac{V - V_0}{V_0} 100$$

donde:

E.L. = expansión libre del suelo, en porcentaje.

V = volumen de la muestra después de la expansión, en cm³.

V₀ = volumen de la muestra antes de la expansión, igual a 10 cm³.

Un suelo con potencial de expansión alto puede tener una expansión libre mayor que 100%. Conjuntando todos los factores que se han mencionado el Bureau of Reclamation de los E.U.A. clasifica los suelos en la Tabla No. 2.

TABLA No. 2

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 0.07 kg/cm ²	Límite de contracción	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que una micra	E. L.
	%	%	%	%	%
Muy alto	> 30	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20.30	6.12	23.37	18.37	> 100
Medio	10.20	8.18	12.34	12.27	50.100
Bajo	< 10	> 13	< 20	< 17	< 50

Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (Bureau of Reclamation de los E.U.A.).

La Fig. 3 es una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla No. 2 y zonifica los suelos expansivos en un plano Índice de Plasticidad- Porcentaje de partículas menores que una micra. Existen correlaciones del Índice de Plasticidad, el Límite de contracción y el contenido de partículas menores que una micra con el cambio volumétrico sufrido por un espécimen en consolidómetro, cuando se mantiene anegado en agua bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). La dispersión de estas correlaciones es muy grande, de manera que resulta difícil utilizarlas para establecer apriorísticamente las características de un cierto suelo.

McDowell define para su sistema de clasificación un porcentaje de cambio volumétrico en la muestra de suelo sujeta a absorción capilar y a una presión de cámara de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²), en un aparato triaxial del tipo del -- usado en la tecnología de pavimentos por el Departamento de Carreteras de Texas. El tiempo que se recomienda dejar a los especímenes sujetos a la absorción capilar depende de la plasticidad de la arcilla y es un número de días igual al índice plástico, cuando éste es mayor que 15. Se encontró que el cambio volumétrico para unas condiciones iniciales dadas del suelo puede correlacionarse en cierta medida con el Índice de Plasticidad, lo que proporciona un criterio para clasificar la arcilla (Fig. 4).

Seed y sus colaboradores definen el potencial de expansión como el porcentaje de expansión vertical de una muestra compactada, con su contenido de agua óptimo y su peso volumétrico máximo (prueba AASHO estándar) cuando se coloca en un consolidómetro y se anega en agua bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). Expresan el potencial de expansión por la expresión:

$$P.E. = K C^2$$

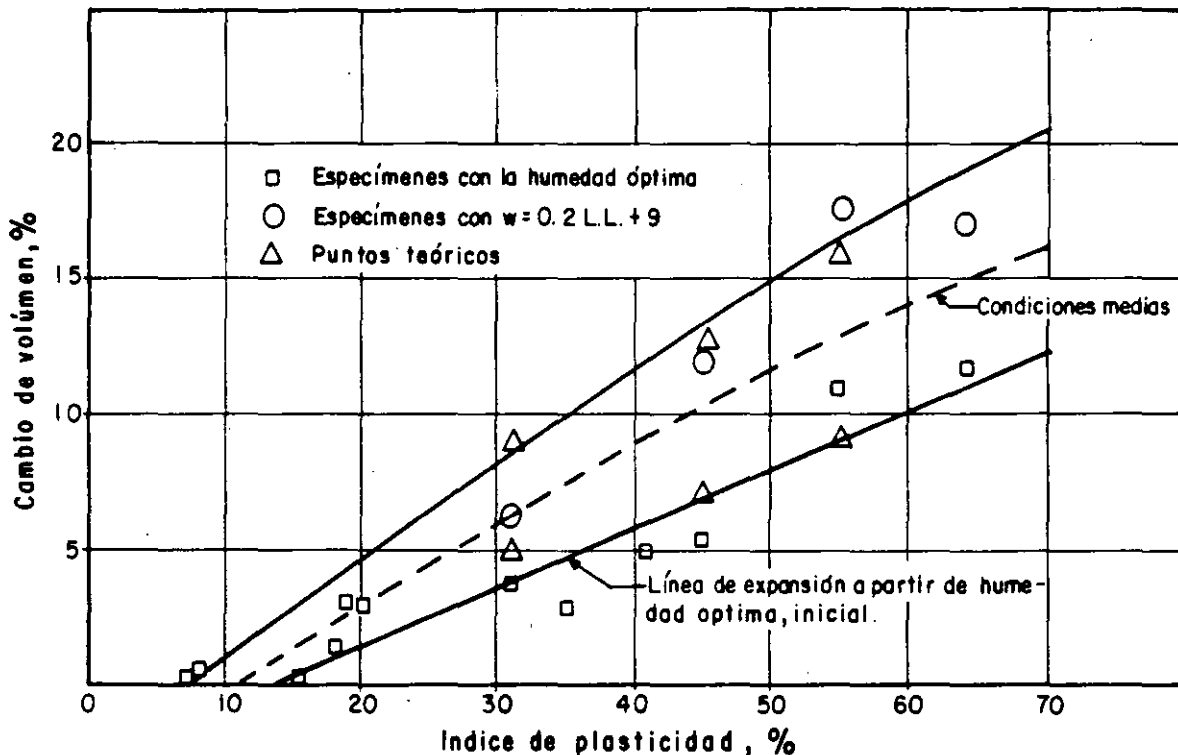


Figura 4. Correlación entre la expansión volumétrica y el índice de plasticidad, según McDowell.

donde:

- P.E. = potencial de expansión.
- C = porcentaje de partículas menores que 2 micras.
- x = un número que depende del tipo de arcilla.
- K = Factor que depende del tipo de los minerales de arcilla.

Para las pruebas reportadas por Seed y sus colaboradores x valió 3.44. -
Para las mismas condiciones se encontró:

$$K = 3.6 \cdot 10^{-5} \times A^{2.44}$$

donde A es la actividad de la arcilla en el sentido de Skempton. Puesto que A se relaciona con el Índice de Plasticidad y con el porcentaje de partículas menores que 2 micras, es posible relacionar directamente el Potencial de Expansión con el Índice de Plasticidad. Dicha relación aparece en la tabla 3.

Con fines de clasificación Seed propone los valores del Potencial de Expansión que se muestran en la tabla 4.

La principal desventaja de los trabajos de Seed es que se hicieron con suelos artificiales, preparados en el laboratorio, con lo que se introducen dudas respecto a la representatividad de los resultados.

T A B L A 3

Correlación entre el Potencial de Expansión y el Índice de Plasticidad, según Seed y sus colaboradores.

I. P. %	Potencial de expansión %
10	0.4 - 1.5
20	2.2 - 3.8
30	5.7 - 12.2
40	11.8 - 25.0
50	20.1 - 42.6

Lambe refiere las características de los suelos expansivos al denominado Índice de Expansión que mide en un aparato especial de diseño propio. Este Índice resulta ser la expresión de expansión que en tal aparato desarrolla un espécimen de arcilla compactada al cabo de 2 hs.

De todos los métodos de clasificación anteriores seguramente resulta el más convincente el propuesto por el Bureau of Reclamation de los E.U.A., por haber sido establecido tomando en cuenta un mayor número de factores. Sin embargo, en todos los sistemas actuales se utilizan correlaciones no muy seguras ni muy comprobadas.

T A B L A 4

Clasificación de suelos según su Potencial de Expansión.

Características de expansión de los suelos	Potencial de expansión %
Baja	0 - 1.5
Media	1.5 - 5.0
Alta	5.0 - 25.0
Muy alta	> 25.0

Cada día es más amplia la tecnología de laboratorio que se va desarrollando para medir la tendencia a la expansión de los suelos y las presiones de expansión que se producen en diferentes circunstancias. Para tal fin se utilizan varios sistemas, en unos casos se utilizan consolidómetros, bien sea midiendo la presión con que se expande el suelo o la contrapresión vertical que sea preciso dar para que no lo haga; en otros casos se utilizan dispositivos especiales en los que una muestra anegada en agua empuja al expanderse un pistón, que presiona un anillo calibrado o una barra o puente calibrados también, de manera que al medir la deformación de estos elementos pueda conocerse la presión de expansión.

Las presiones de la incorporación de agua al espécimen o las de fabricación de éste varían en las diferentes técnicas, buscando la máxima representatividad, como también varían las contrapresiones que se hacen actuar sobre el espécimen, empleándose a veces unas que reproduzcan el peso de un hipotético pavimento suprayacente.

Las presiones de expansión que se obtienen en el laboratorio dependen de las condiciones y los tiempos de humedecimiento y de carga y de la secuencia con que se permite la expansión y se aplican las cargas; también dependen del tiempo que se deja transcurrir antes de la medida, pues se ha visto que es preciso que transcurra un cierto lapso para que se desarrolle el potencial de expansión por completo. La Fig. 6 muestra el resultado de experiencias de Seed y sus colaboradores que indican cómo varía la presión de expansión que se desarrolla en un suelo con el tiempo; en la figura se presentan presiones de expansión después de uno y siete días, en función del contenido de agua final en la prueba de expansión.

El tiempo que transcurre en el laboratorio antes de que deje de generarse presión de expansión y se llegue a la condición de equilibrio, depende de la naturaleza de los minerales arcillosos y es mayor en las montmorilonitas y mínimo en las arcillas caoliníticas.

Se ha encontrado que cuando se destruye la estructura de un suelo natural y después se compacta al mismo peso específico seco y con el mismo contenido de agua originales, el potencial de expansión del suelo aumenta; esto puede explicarse en términos de la energía que se da a la arcilla remodelada cuando

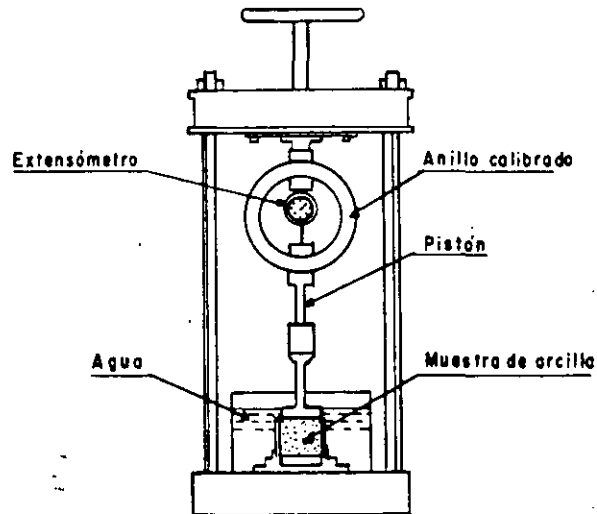


Figura 5. Aparato para medir presiones de expansión.

se compacta y que se libera cuando la arcilla se humedece en el proceso de expansión, en tanto que el suelo en su estado natural había ya liberado mucha de su energía en procesos anteriores de humedecimiento y secado a lo largo de su historia. Siempre hablando de suelos compactados, se ha visto que el potencial de expansión es mayor en los suelos compactados con métodos estáticos que con métodos por impactos. Los hechos anteriores conducen a la recomendación práctica de alterar lo menos posible a los suelos expansivos extraídos de banco y compactarlos con métodos de amasado.

Aspecto importante es sin duda la predicción en el campo del potencial de expansión. Antes de la construcción del pavimento, la arcilla en la zona activa sufre cambios continuos en el contenido de agua y en el peso específico seco, y el contenido de agua disminuye. Si en esta época la superficie del suelo se cubriera, se producirían los efectos contrarios, es decir, el contenido de agua se incrementaría y la presión de succión, así como el peso volumétrico seco disminuirían; lo anterior ocurriría unido a una expansión y levantamiento de la superficie del terreno.

Después de algunos años de construido el pavimento en su sección central se alcanza un equilibrio en la distribución del contenido de agua y de la presión de succión con la profundidad. Lo anterior es muy interesante porque facilita predecir el levantamiento de la superficie del suelo, conociendo el tiempo de construido el pavimento y en el que se alcanza el equilibrio.

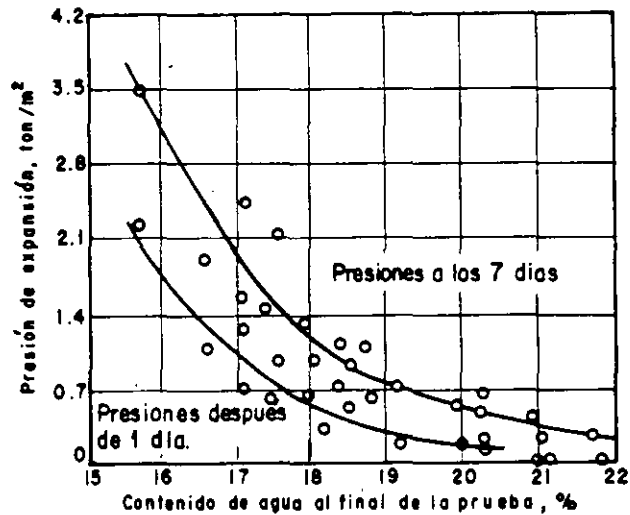


Figura 6. Efecto del tiempo transcurrido en la presión de expansión.

Como la magnitud de la expansión depende de la composición de la arcilla, de su estructura, historia de esfuerzos, contenido inicial de humedad y del peso específico seco durante la construcción del pavimento, así como de la sobrecarga y de la carga negativa del agua en contacto con la arcilla, la predicción de la magnitud de expansión no es tan fácil. En el empeño de lograrlo se han originado varios métodos. Los más en uso son el de McDowell y el de Jennings.

En el método de McDowell se emplean muestras inalteradas, obtenidas a varias profundidades dentro de la terracería y se mide el potencial de cambio volumétrico para la absorción por capilaridad bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). El potencial de cambio volumétrico se mide de acuerdo con un procedimiento de prueba originado en el Departamento de Carreteras de Texas. (THD-80).

El porcentaje de expansión volumétrica se deduce usando una serie de curvas maestras que relacionan la expansión con la presión (Fig. 7). Cada curva se refiere a la presión que tenía la muestra en la profundidad a la que fue extraída. En el eje de abscisas se anotan los valores de la sobrecarga que el pavimento produce sobre el suelo original. El porcentaje de expansión vertical para cada capa es entonces tomando como 1/3 del porcentaje de expansión volumétrica. La elevación de la superficie se obtiene por integración del porcentaje de expansión vertical en toda la profundidad de la zona activa.

Como resultado de un estudio en diversas terracerías en Texas, McDowell encontró que el contenido de humedad menor, w_i , existente en las terracerías antes de construir el pavimento, se expresa por:

$$w_i = 0.2 LL + 9$$

Arcillas con las anteriores condiciones iniciales, sujetas a absorción capilar bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²) en el laboratorio, se expanden hasta un contenido final de humedad, w_f :

$$w_f = 0.47 LL + 2$$

Es interesante hacer notar que para arcillas inorgánicas típicas, las anteriores condiciones finales corresponden a una relación contenido de humedad sobre límite plástico de 1.28, para un índice de plasticidad de 30.

Para las condiciones iniciales dadas en la expresión (correspondiente) - el porcentaje de cambio volumétrico, para una absorción capilar bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²), puede relacionarse directamente con el índice de plasticidad como sigue:

$$\frac{\Delta V}{V} (\%) = 0.37 \text{ I.P.} - 5$$

Para las anteriores condiciones, si el índice de plasticidad de la arcilla es constante con la profundidad usando la familia de curvas maestras dadas por McDowell (Fig. 7), es posible desarrollar una expresión para la presión p_o sobrecarga requerida para prevenir la expansión como una función del índice de plasticidad:

$$p_o = 0.5 \text{ I.P.} - 5$$

donde, p_o es la presión de sobrecarga requerida para prevenir la expansión, en Ton/m². Con el valor del índice de plasticidad se calcula la expansión volumétrica con la expresión anotada al principio de la hoja, situándose un punto en el eje de las ordenadas de la Fig. 7. Si a partir de ese punto se traza la curva maestra correspondiente, la sobrecarga necesaria para nulificar la expansión será la abscisa del punto en que la curva maestra trazada, corte a la horizontal por la expansión volumétrica igual a cero.

Integrando las curvas maestras respecto al rango de presiones correspondientes a la profundidad de la zona activa, es posible obtener el levantamiento probable para las condiciones estudiadas por McDowell. La tabla 5 presenta los levantamientos de la superficie como una función del índice de plasticidad del perfil arcilloso, suponiendo un estrato uniforme hasta una gran profundidad.

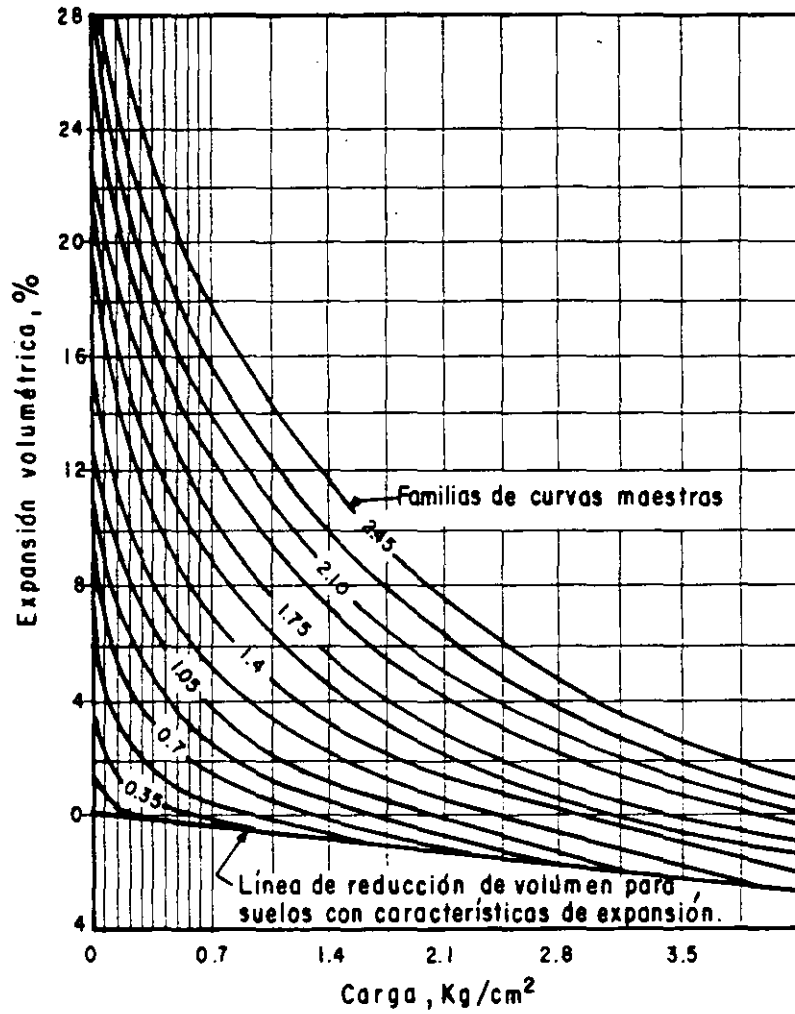


Figura 7. Relación de carga al cambio volumétrico de arcillas expansivas.

TABLA 5

Levantamiento de la superficie como una función del Índice de Plasticidad.

I.P. (%)	Levantamiento de la superficie (cm).
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

Jennings propone otro método para predecir la expansión probable de una capa de suelo activo. Está basado en una correlación que se reporta como buena entre las expansiones medidas en pavimentos reales y las predichas para los mismos casos, con base en una prueba de consolidación por duplicado que más adelante se enciona. Se acepta que el monto de la expansión no depende de la trayectoria de esfuerzos seguida por el suelo. El método se aplica obteniendo muestras inalteradas, con las que se fabrican dos especímenes de prueba para ser probados en el consolidómetro, uno con su contenido de agua natural y el otro con el contenido de agua a que se llegue después de permitirse su expansión anegado en agua y sujeto a una pequeña contrapresión; en ambos casos, los especímenes se prueban aplicando la carga por etapas como es usual. Las dos curvas de compresibilidad que se obtienen en las dos pruebas se superponen, de manera que coincidan sus partes vírgenes (Fig. 8).

Conociendo la sobrecarga que actuará sobre el suelo al nivel al que fue obtenido la muestra, puede encontrarse en la curva correspondiente al contenido de agua natural, la relación de vacíos correspondiente al suelo consolidado bajo dicha sobrecarga (punto A). A continuación ha de estimarse la succión de equilibrio en la curva del suelo sumergido, sumando este valor a la presión de sobrecarga; de esta manera podrá obtenerse el punto B sobre la curva de compresibilidad de la muestra previamente sumergida (ajustada). Jennings utiliza el valor de e (Fig. 8) o variación de la relación de vacíos en ambos casos, para predecir la expansión. El método ha dado buen resultado en Sudáfrica, pero no puede garantizarse que funcione igualmente bien en otras partes, puesto que la expansión depende en realidad de la trayectoria de esfuerzos a que se sujete el suelo.

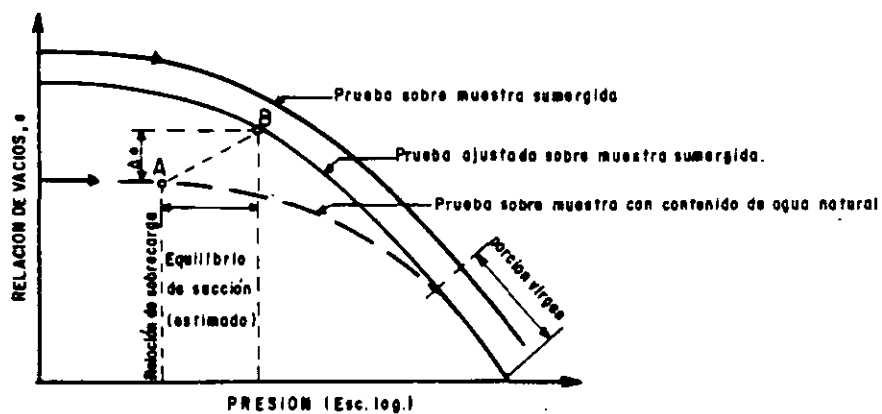


Figura 8. Predicción del levantamiento de la superficie usando la prueba doble de odómetro, según Jennings.

Finalmente, se propone la siguiente secuela para predecir el levantamiento de la superficie, según el actual estado del conocimiento:

- a) Determinése la profundidad de la zona activa.
- b) Obténganse muestras inalteradas de la arcilla a intervalos fijos dentro de la zona activa.
- c) Estímese la presión de succión que deberá esperarse en la zona activa.
- d) Ejecútense pruebas de expansión sobre muestras inalteradas en consolidómetros, permitiendo a la arcilla expandirse en contacto con el agua libre. Cada muestra se sobrecargará con un esfuerzo vertical igual a la presión de sobrecarga, más una carga adicional igual al valor de la presión por succión esperada en las condiciones de equilibrio.
- e) Intégrese el porcentaje de expansión obtenido de las pruebas de expansión con la profundidad.

Debe notarse que para profundidades abajo de la zona activa, se espera una expansión nula para muestras cargadas con una presión igual a la sobrecarga más la tensión de poro de equilibrio que se espere.

Quando se mide la presión de expansión en el laboratorio, utilizando como es usual una muestra totalmente anegada y se permite la expansión del suelo, la presión de poro llega a ser nula cuando se alcanza el equilibrio al final del proceso de expansión. Lo anterior indica que la presión de expansión que se desarrollará en el campo, en aquellos lugares en que las arcillas expansivas hayan alcanzado el equilibrio serán menores que las obtenidas para esos suelos en el laboratorio, puesto que el contenido de agua de las arcillas en el campo no llegará, en general, a la saturación. Así, la presión de expansión en el campo podrá expresarse como:

$$p_c = p_1 - ks$$

donde:

- p_c = presión de expansión en el campo, bajo condiciones de saturación parcial.
- p_1 = presión de expansión máxima obtenida en el laboratorio en condiciones de saturación y cuando la presión de poro del espécimen llega a ser nula.
- k = factor de ajuste que ha de ser estudiado, tanto para establecer su valor en un caso dado, como para relacionarlo con los diferentes parámetros que definen el comportamiento del suelo.
- s = valor de succión prevaleciente en el suelo cuando éste está en equilibrio y aún no ha sido cargado.

Otra alternativa para determinar la presión de expansión puede ser utilizando la relación:

$$p_1 = \frac{C}{C'} s$$

C y C' son dos números que dependen de características físicas del suelo, tales como la relación de vacíos y el peso específico relativo de los sólidos, de como ocurre en el suelo el fenómeno de succión y de las condiciones de saturación. En suelos totalmente saturados $C = C'$ y, por lo tanto:

$$p_1 = s$$

El anterior resultado ha sido experimentalmente corroborado por Warkentin. Para suelos parcialmente saturados, $C \neq C'$ y p_1 resulta ser una fracción de la succión inicial. Algunas observaciones han indicado que en arcillas relativamente secas p_1 puede ser del orden del 10% de la succión inicial.

En cuanto al valor de k ha de comentarse que la investigación actual aún no permite establecer conclusiones de tipo general; en suelos compresibles -- con alto grado de saturación parece ser razonable considerarla muy próxima a la unidad.

Tomando en consideración las ideas anteriores, puede concluirse que será posible en la actualidad tener una idea de la presión de expansión de campo, que pueda esperarse en un cierto problema práctico, a condición de poder conocer el valor de succión del suelo. De esta manera sería muy deseable establecer una correlación entre dicho valor de succión, difícil de investigar en los problemas de rutina y alguna o algunas propiedades sencillas de los suelos. Se han encontrado ciertas correlaciones entre el contenido de agua correspondiente a varios valores de succión y el límite plástico de arcillas israelíes, pero tales correlaciones son seguramente de muy difícil extrapolación a otras condiciones locales y, sin duda, este tipo de investigación habrá de ser repetido en cada país, en tanto que un superior conocimiento de los fenómenos envueltos no permita tratamientos teóricos de tipo más general.

La Fig. 9 muestra la variación entre la presión de expansión medida en el laboratorio y el peso específico seco inicial de la muestra. Aunque se refiere a un caso particular puede considerarse como representativa de la relación usual entre ambos conceptos, de manera que ilustra convenientemente la gran importancia práctica de no compactar a los suelos expansivos más allá de los niveles adecuados a cada caso. De hecho, los suelos expansivos constituyen un ejemplo dramático de los peligros que implica el criterio de considerar la compactación tanto mejor, cuanto más alto sea el peso volumétrico seco alcanzado por el suelo.

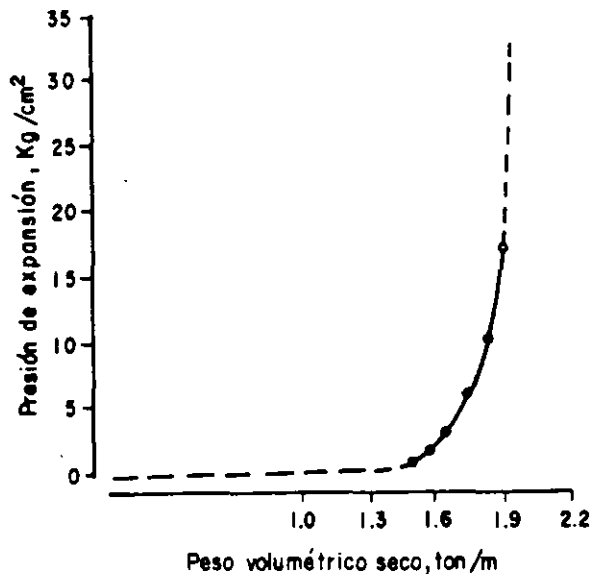


Figura 9. Efecto del peso volumétrico seco inicial de un suelo expansivo en su presión de expansión.

A continuación se presentan un conjunto de importantes correlaciones entre las características de expansión, de los suelos y propiedades comunes de los mismos. Aunque se presentan datos basados en pruebas sobre 270 muestras de arcillas naturales inalteradas obtenidas de muy diversos lugares, es difícil considerar las correlaciones presentadas como definitivas y válidas para cualquier arcilla de cualquier sitio; sin embargo, seguramente constituyen información útil en el actual estado del conocimiento, aunque no sea más que como norma de criterio, válida solamente para fijar el orden de magnitud de los problemas. Las Figs. 10 y 11 recogen las dos correlaciones más útiles.

Como ya se ha mencionado, el agrietamiento longitudinal en zonas próximas a los hombros es uno de los daños típicos más frecuentes en las secciones de terraplén construidas en suelos expansivos. Resulta obvio, por otra parte, el hecho de que sea en las zonas próximas a los hombros donde se produzcan los máximos cambios volumétricos, pues en estas zonas hay menos restricción a la deformación y la tendencia al cambio de contenido de agua es máxima. La Fig. 12 muestra los cambios volumétricos observados en una sección que puede tomarse como ejemplo y en la que se han medido en diferentes puntos cada vez más alejados del centro de la línea.

Al principio de esta sección se mencionaron brevemente los principales efectos que sufren los suelos expansivos, así como los daños típicos que se producen en los pavimentos construidos sobre ellos, que causan deterioros y disminuciones muy importantes de la vida útil. La Fig. 13 ilustra para un caso particular la evolución del Índice de Servicio de pavimentos construidos en diferentes tramos de una misma carretera sobre suelos expansivos y no expansivos y en ella resaltan los prejuicios que aquellos suelos ocasionan.

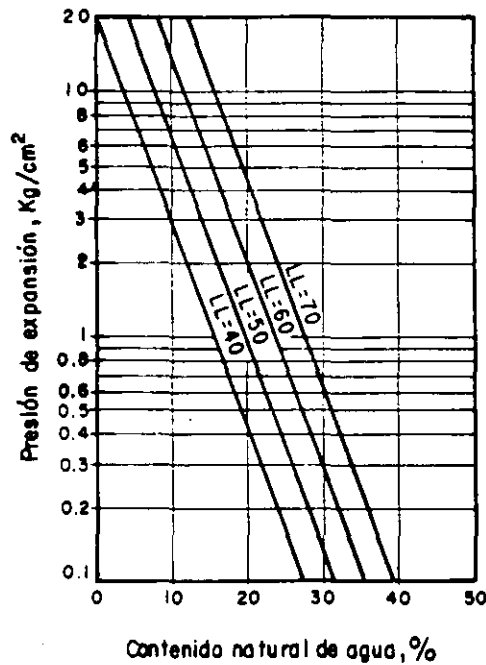


Figura 10. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su contenido natural de agua.

El principal problema al proyectar o construir pavimentos sobre suelos expansivos es el evitar cambios de contenido de agua, para reducir al mínimo las distorsiones y los agrietamientos. Puede afirmarse que ningún método debe considerarse plenamente exitoso en esta misión, si bien el empleo del apropiado en el caso particular de que se trate puede reducir significativamente los daños.

Todos los métodos prácticos para evitar los daños que produce la expansión de un suelo susceptible pueden agruparse en tres grandes categorías:

- Reemplazo o mejoría por mezcla de un suelo inerte de todo o parte del espesor activo o de la capa del pavimento que muestre o sea susceptible de actividad.
- Neutralización de la presión de expansión previamente valuada, por la colocación de la sobrecarga suficiente sobre el terreno o la capa de pavimento de que se trate; la sobrecarga impuesta es generalmente peso de tierra.
- Reducción o control de los cambios de contenido de agua en los suelos susceptibles por drenaje, subdrenaje, utilización de cubiertas impermeables u otros métodos.

A continuación se comentan brevemente estos métodos:

- Remoción o mejoramiento de suelos.

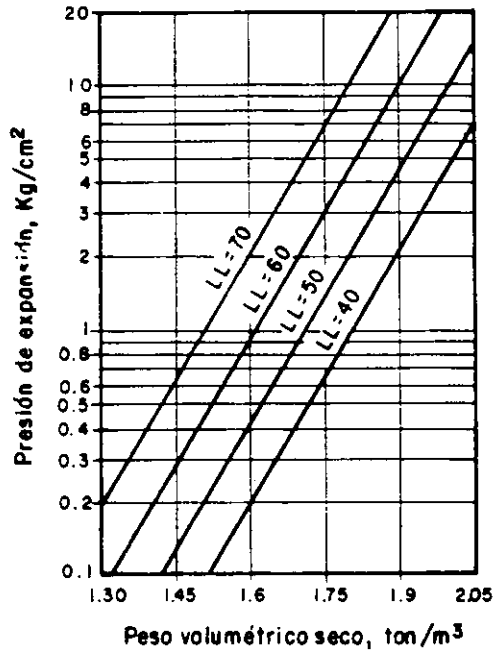


Figura 11. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su peso volumétrico seco inicial.

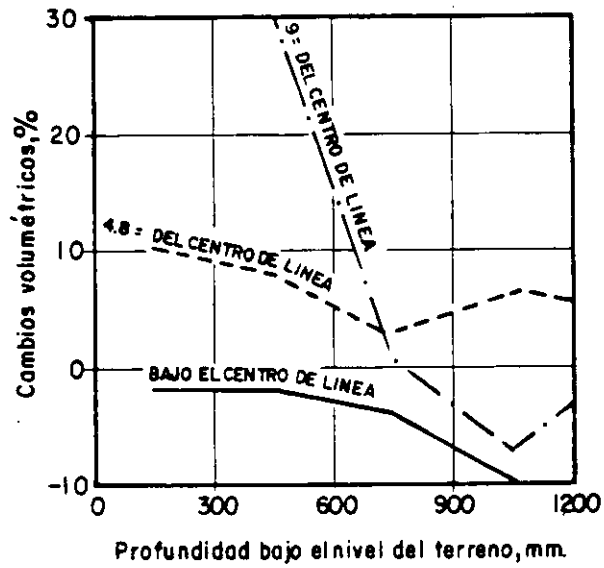


Figura 12. Cambios volumétricos en varios puntos de la sección de un camino.

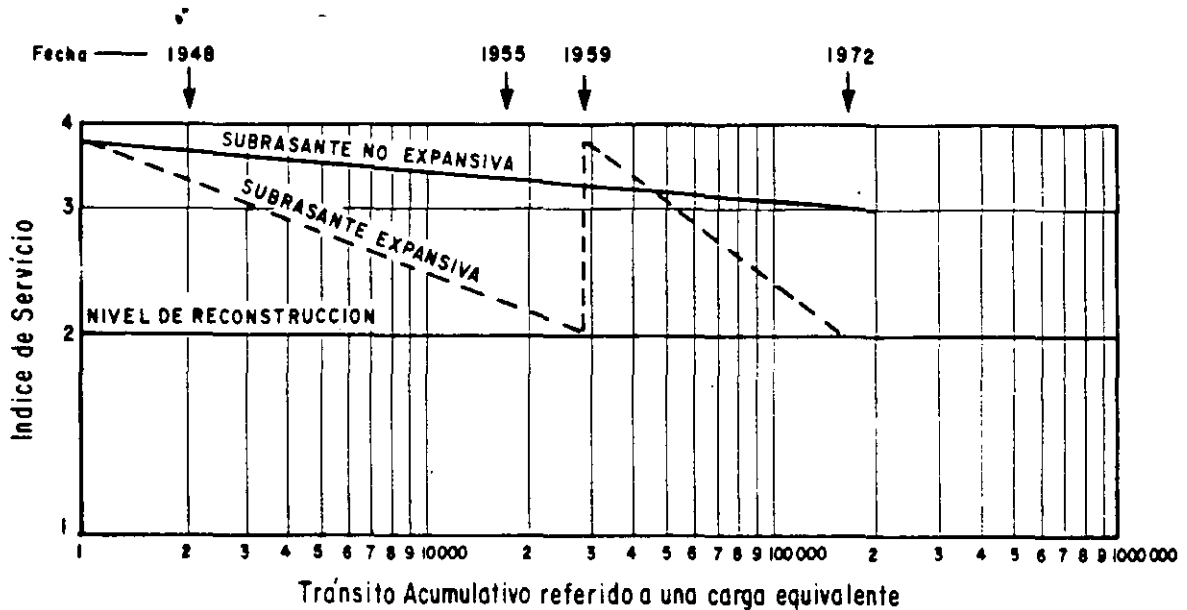


Figura 13. Comparación de la evolución con el tiempo del índice de servicio de tramos de una carretera, construidos sobre suelos expansivos y no expansivos.

El reemplazo de la arcilla expansiva es evidentemente una solución excelente desde el punto de vista mecánico, pero frecuentemente no practicable, sea por razones económicas o de dificultad de excavación; es obvio que el material desplazado habrá de ser substituido por otro inactivo, que ha de ser transportado, tendido y compactado, todo lo cual contribuye a elevar el costo de la solución. La incorporación de materiales inactivos en la proporción adecuada, para reducir las expansiones a niveles convenientes, es una magnífica solución cuando los materiales inactivos están a mano y cuando los problemas se detectan antes de la construcción; en la experiencia mexicana existen muchos casos en que la incorporación de un 10 ó un 15% de otro material, ha permitido usar suelos originalmente expansivos en el cuerpo de las terracerías o aún en la capa subrasante de muchas obras viales, con buen comportamiento posterior. Si el imprescindible estudio geotécnico previo puso oportunamente de manifiesto el problema, con un estudio de laboratorio fácil y rápido, puede en muchos casos diseñarse una mezcla que garantice un buen comportamiento y permita utilizar materiales económicos, que de otro modo habrían de ser desechados.

En los últimos años se ha desarrollado alguna experiencia en el mejoramiento de las cualidades de expansión de los suelos por añadido de aditivos que reaccionen químicamente con él. La cal hidratada ha dado buenos resultados en el tratamiento de capas no muy gruesas (15-30 cm). Soluciones de este estilo a base de estabilización de suelos, tienen la doble ventaja de ayudar a resolver los problemas de expansión y los de capacidad estructural y proyecto general del pavimento; se ha visto también que las capas estabilizadas constituyen una buena barrera en los procesos de humedecimiento y secado; en

los análisis económicos con capas estabilizadas no debe olvidarse el incluir las reducciones de espesor de pavimento que se tienen por su uso.

b. Sobrecargas.

La neutralización de la presión de expansión por sobrecarga impide la expansión. El problema estriba en el caso, que por otra parte será el común, en que los suelos expansivos estén en la parte superior de las terracerías o en la subrasante, pues si es así, la utilización del criterio de sobrecarga conducirá a la necesidad de proyectar pavimentos muy espesos, que resultarán caros. Ya se mencionó que en criterio de diseño de Hveem, que utiliza el Departamento de Carreteras de California, E.U.A., este criterio neutralizador se utiliza rutinariamente. Cuando se emplean sobrecargas ha de tenerse en cuenta que los hombros quedan siempre relativamente descargados de por sí y han de ser también protegidos, lo que obliga a usar importantes cantidades adicionales de material, que en ocasiones habrá inclusive de ser compactado.

c. Subdrenaje y otros métodos.

El reducir a un mínimo los cambios de contenido de agua del suelo activa magníficos resultados. Ha de tenerse en cuenta que la mayor parte de los daños serios en los pavimentos construidos sobre arcillas expansivas ocurren por cambios de contenido de agua en las partes laterales de los terraplenes, por lo que el subdrenaje deberá proyectarse para controlar sobre todo estas zonas.

En el proyecto del drenaje y subdrenaje para los propósitos en discusión conviene seguir las siguientes normas:

1. Los acotamientos del camino deben extenderse algo más allá de la pura conveniencia geométrica, preferentemente en un ancho similar a la profundidad del suelo activo. El material que forme las ampliaciones debe ser no activo.
2. Las instalaciones de drenaje superficial que impliquen acumulaciones de agua deben alejarse del pavimento cuanto sea posible. Lo mismo debe decirse de zonas arboladas o barreras vegetales formadas por árboles o arbustos grandes.
3. Las secciones en corte son más desventajosas que las secciones en terraplén.
4. Cualquier capa rompedora de ascensión capilar o eliminadora de agua que se infiltre desde las capas superiores del pavimento o cualquier membrana impermeable que se disponga para proteger la capa de suelo activo, deberá extenderse suficientemente o de llegar a los subdrenes laterales de zanja, si los hubiere.
5. Los subdrenes laterales de zanja pueden ser una estructura conveniente en estos problemas. Las zanjas deberán rellenarse de material --

filtro relativamente fino, para que no sólo puedan interceptar el flujo lateral hacia el interior de la sección, sino que también puedan constituir una fuente de humedad durante el período de sequía.

Puede ayudar el construir durante el período del año en el que el contenido de agua de los suelos naturales sea cercano a el valor de equilibrio que pueda esperarse, para prevalecer en el cuerpo de las terracerías y en la capa subrasante. Los cambios futuros de humedad serán menores cuanto menor sea la posibilidad de que la arcilla expansiva se seque; consecuentemente serán convenientes todas las medidas que conduzcan a tal fin. Durante la construcción deberá procurarse que transcurra el mínimo tiempo entre el desmonte, el despalme, el tendido de material y su compactación y la construcción total del pavimento, especialmente si se trabaja en verano. El cubrir las arcillas expansivas con capas de material granular es eficiente para evitar cambios volumétricos, pues el material granular, especialmente cuanto más grueso sea, preserva los meniscos del agua capilar en la parte superior de la arcilla, restringiendo la expansión.

Cuando se trabaja con arcillas relativamente secas convendrá añadir agua, preferentemente hasta valores cercanos al límite plástico; el criterio anterior puede ser de aplicación práctica difícil si se intenta en el momento del tendido y compactación del material, pues entonces suele ser difícil aumentar el contenido de agua más allá de un 2%; por el contrario, el contenido de agua puede elevarse con mucha mayor facilidad en el banco de préstamo.

Retrasar la pavimentación definitiva de un tramo construido sobre arcillas expansivas, no suele ser muy útil para minimizar los futuros cambios del contenido de agua. Se discute en la actualidad con vehemencia la eficacia de utilizar para la minimización señalada, membranas "impermeables" que cubran la subrasante o el material expansivo en la terracería; tales membranas, hechas con asfalto, se han empleado con éxito en Texas. La utilización de capas rompedoras de capilaridad puede ser otra alternativa para preservar al cuerpo del terraplén de cambios importantes del contenido de agua. Aún cuando los consumos de asfalto que se han reportado para construir membranas asfálticas protectoras no son altos (6 ó 7 lt/m²), de manera que la solución pudiera no quedar prohibida por la economía, posiblemente la capa rompedora de capilaridad será de mayor garantía a plazo largo; los gradientes hidráulicos -- por efecto de succión entre las arcillas secas, a las que separa la membrana de suelos más húmedos, pueden ser suficientes para propiciar flujos muy importantes a través de las pequeñas grietas o fisuras que puedan ir desarrollándose en la delgada capa asfáltica.

Algunos autores han observado que dá buenos resultados el anegar las subrasantes que muestran tendencias a la expansión, con la suficiente cantidad de agua en momentos anteriores a la construcción. La inundación produce una gran parte del movimiento de expansión posible, de manera que con posterioridad a la construcción se producen cambios volumétricos mucho menores que los que se tendrían de no usar el método. El requisito es utilizar un método -- que permita al agua penetrar homogéneamente en los materiales expansivos; esto se ha hecho a veces perforando pozos de la suficiente profundidad y de unos 10 cm de diámetro, a través de los cuales se incorpora el agua al terre-

no natural o a las terracerías, según el caso. El método anterior ha sido utilizado sobre todo en zonas destinadas a la construcción de edificios, y no se tienen respecto a él experiencias en vías terrestres. De todas maneras el humedecimiento intenso, previo a la construcción de los materiales expansivos - debe verse como una operación que mejora su comportamiento futuro.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
MONTERREY, N. L.
9-11 NOVIEMBRE DE 1994

**PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES**

4. DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

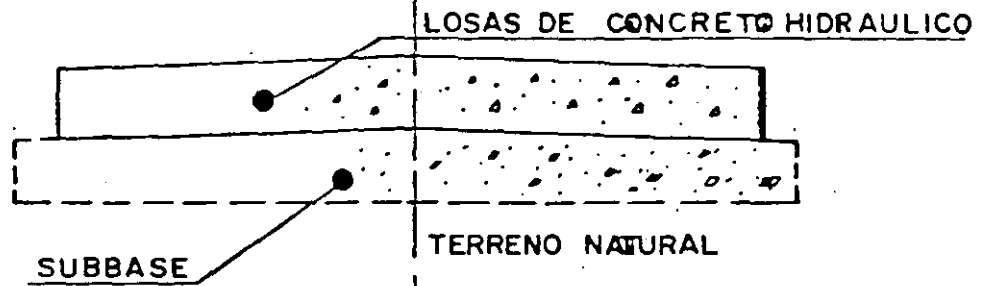
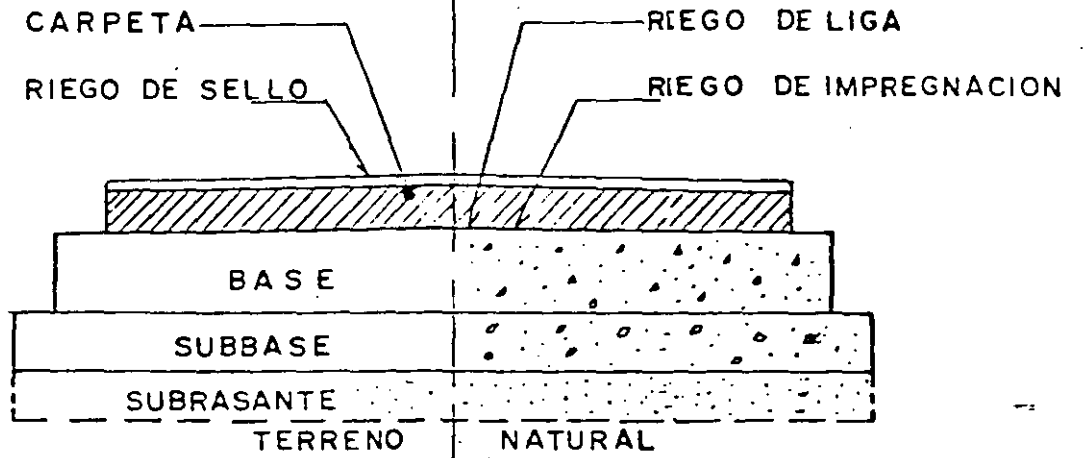
ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA
ING. MANUEL ZÁRATE AQUINO.

PAVIMENTO

ESTRUCTURA CONSTITUIDA POR VARIAS CAPAS DE MATERIALES, QUE TIENE POR OBJETO PERMITIR EL TRANSITO DE VEHICULOS EN FORMA COMODA, SEGURA Y EFICIENTE, CON UN COSTO MINIMO.

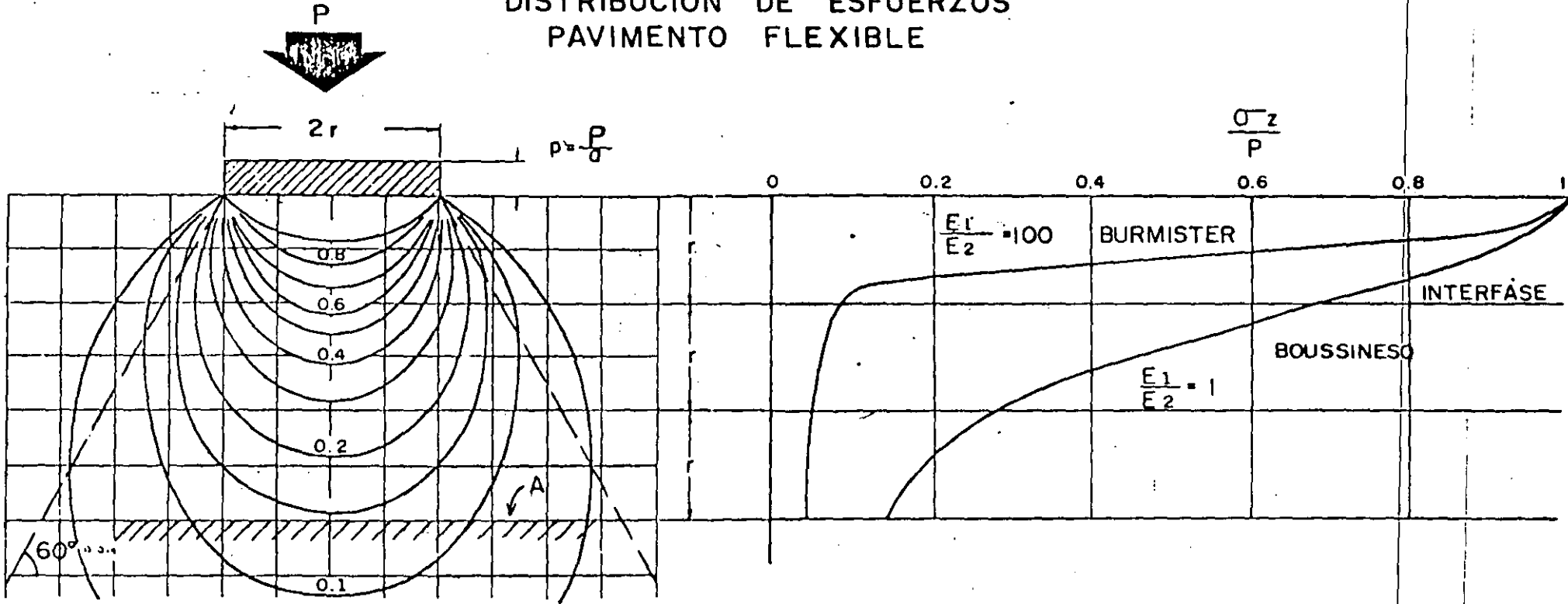
UN PAVIMENTO ADECUADO ES EL QUE LLEGA A LA FALLA FUN--
CIONAL DESPUES DE HABER RESISTIDO EL TRANSITO DE PRO--
YECTO HASTA LLEGAR A LA CALIFICACION DE RECHAZO, CON -
EL MENOR COSTO POSIBLE.

ESTRUCTURAS
PAVIMENTO ASFALTICO
(FLEXIBLE)



PAVIMENTO DE CONCRETO
(RIGIDO)

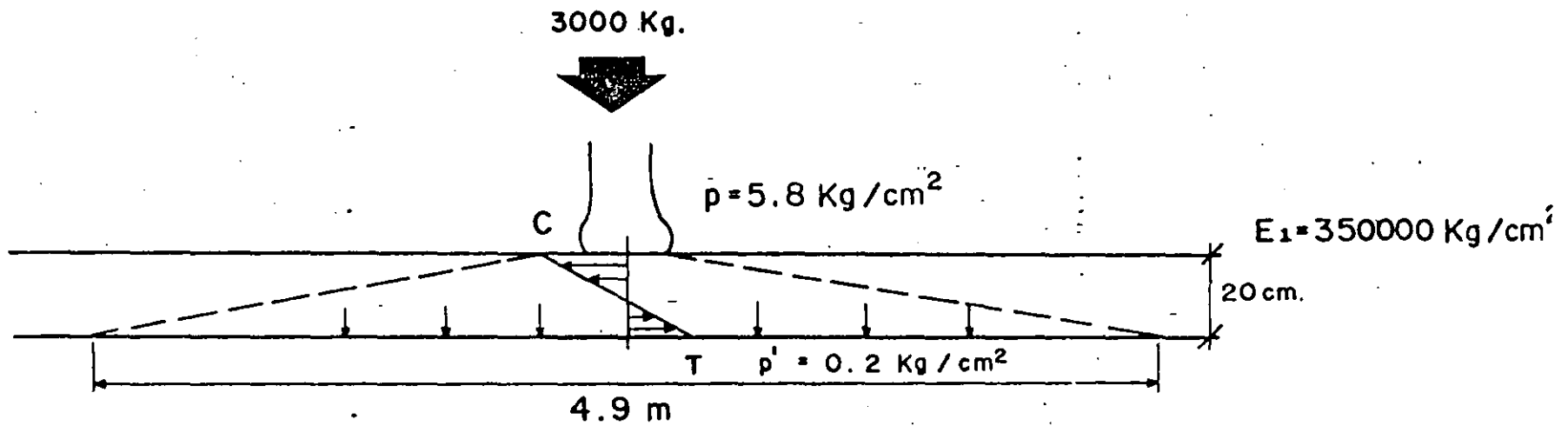
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS
PAVIMENTO FLEXIBLE



$$p' = \frac{P}{A}$$

$$p' = p \frac{a}{A}$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$

SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTOS

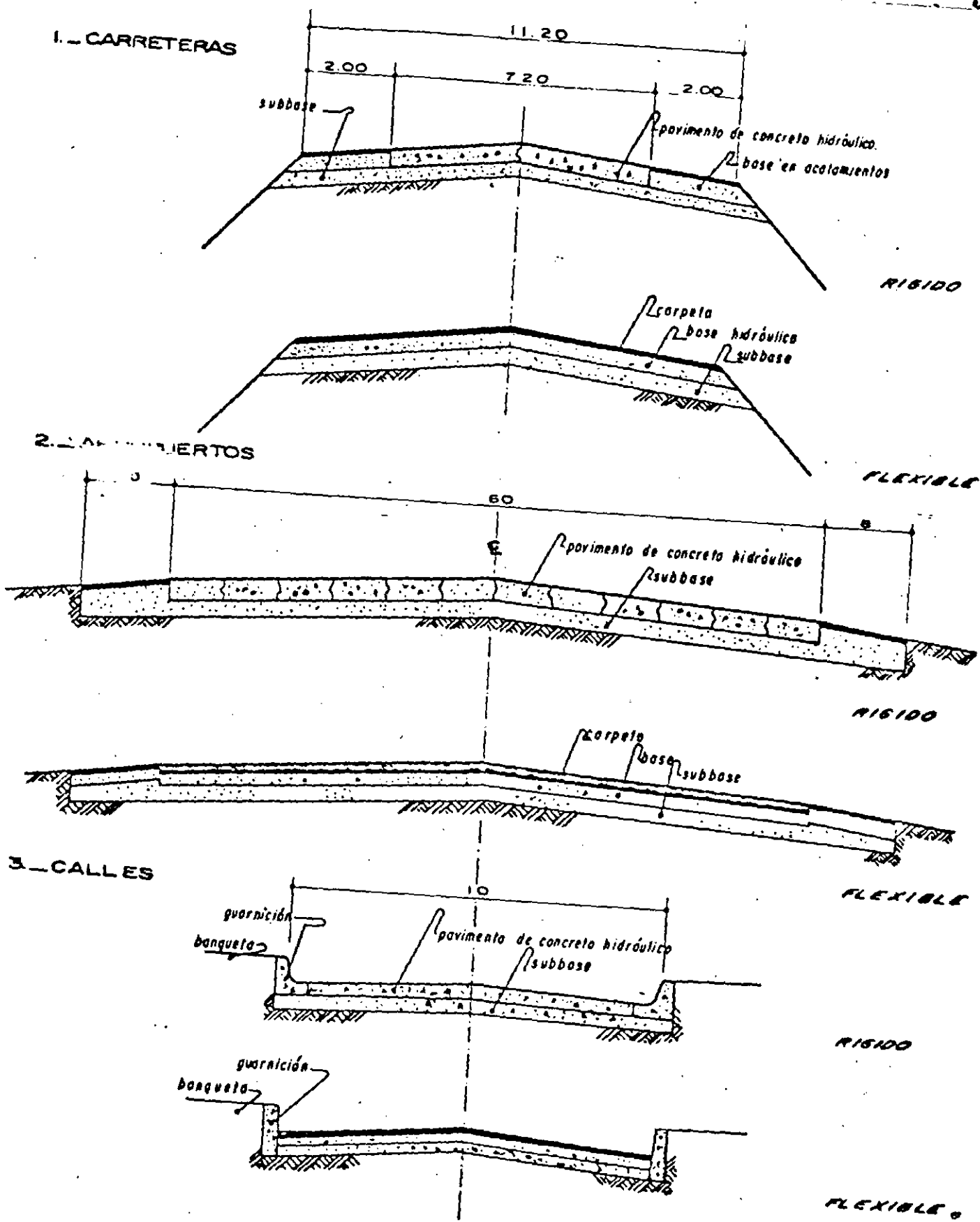
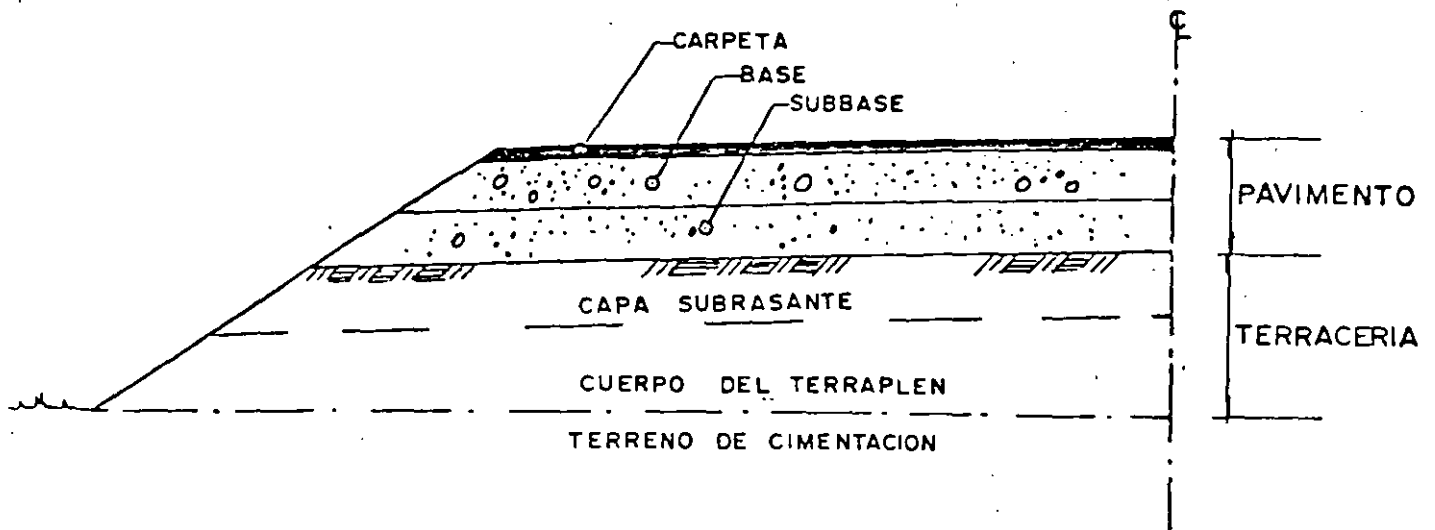


FIGURA Nº 1

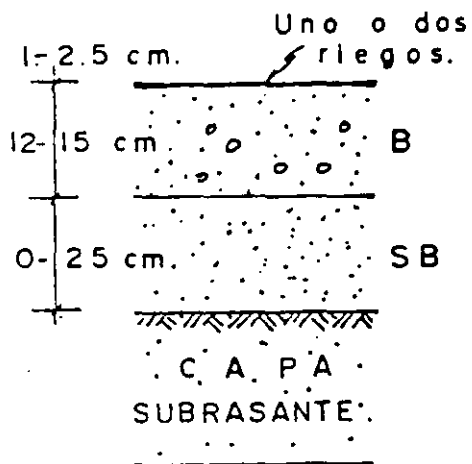


FUNCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL PAVIMENTO

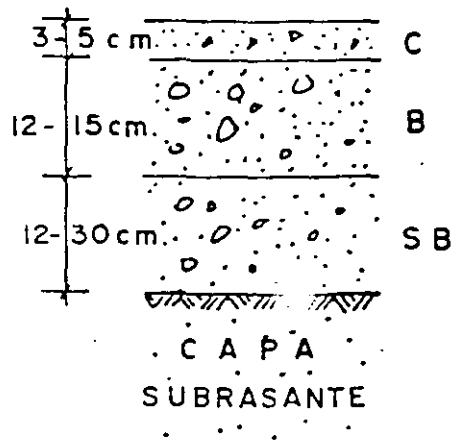
- SUBBASE.-** TRANSMITIR ESFUERZOS A LA CAPA SUBRASANTE
 TRANSICION ENTRE BASE Y SUBRASANTE
 REDUCIR EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS Y REBOTE ELASTICO
 REDUCIR COSTO DEL PAVIMENTO
- BASE.-** SOPORTAR ADECUADAMENTE LAS CARGAS Y DISTRIBUIR ESFUERZOS A LAS CAPAS SUBYACENTES EN FORMA ADECUADA.
- CARPETA.-** PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ESTABLE, UNIFORME, -- IMPERMEABLE Y DE TEXTURA APROPIADA.

ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE TRANSITO CARRETERO.

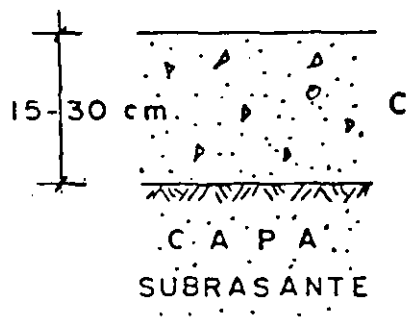
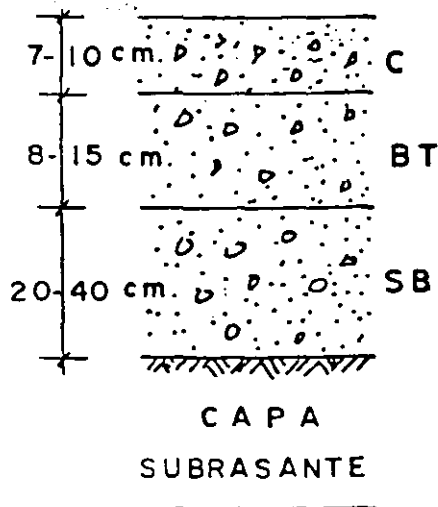
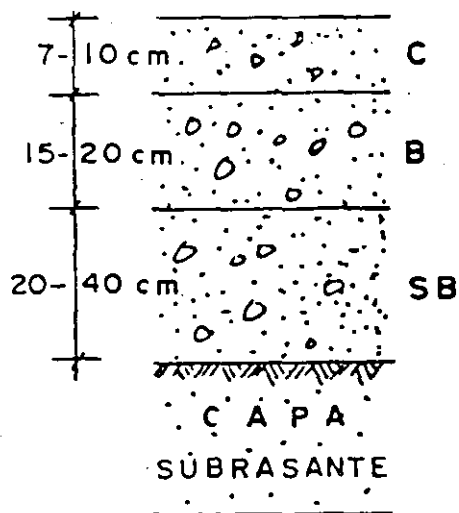
LIGERO



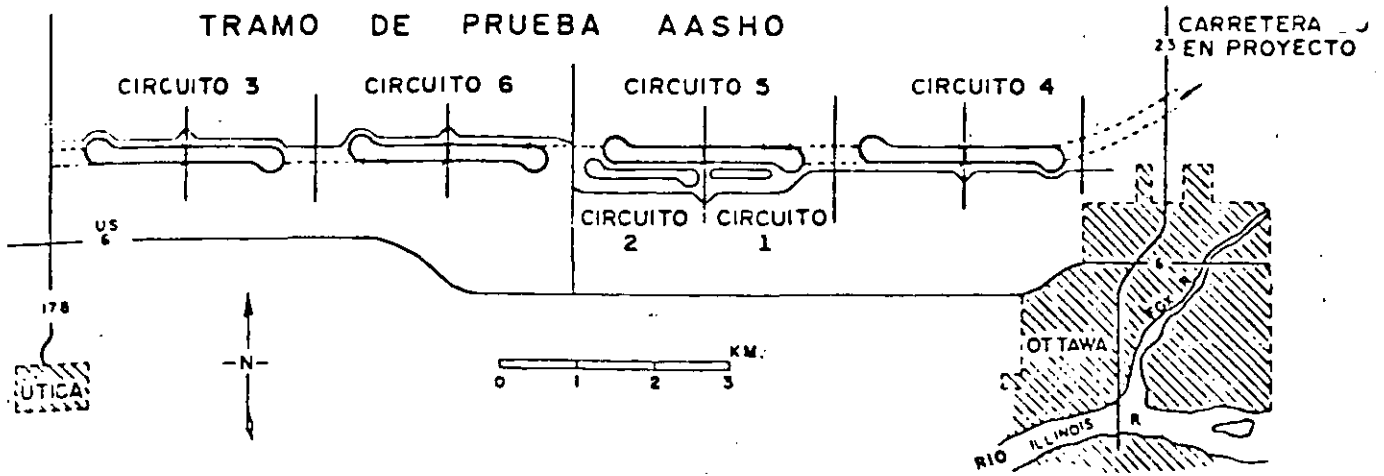
MEDIANO



PESADO



EL ESPESOR DE LA CAPA SUBRASANTE VARIA ENTRE 30 Y 50 cm.



TIPOS Y PESOS DE VEHICULOS POR CARRIL

CIRCUITO CARRIL	PESO EN TONS.			
	EJES DELANTEROS	EJES TRASEROS	TOTAL	
② {	①	1	1	2
	②	1	3	4
③ {	①	2	6	14
	②	3	12	27
④ {	①	3	9	21
	②	5	16	37
⑤ {	①	3	11	25
	②	5	20	45
⑥ {	①	5	15	35
	②	6	24	54

SECCIONES ESTRUCTURALES DE PAVIMENTO FLEXIBLE

ELEMENTO	ESPESTORES, cm	MATERIALES
CARPETA	2.5 — 15	CONCRETO ASFALTICO
BASE	0 — 22.5	CALIZA TRITURADA
SUBBASE	0 — 40	MEZCLA DE GRAVA Y ARENA

EMPLEARON 27 COMBINACIONES DE ESPESTORES
EN FORMA FACTORIAL

CONCEPTOS ESTABLECIDOS A PARTIR DE LA PRUEBA AASHO

- DIFERENCIACION ENTRE FALLA ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL --
- INDICE DE SERVICIO Y CALIFICACION ACTUAL
- NIVEL DE RECHAZO
- COMPORTAMIENTO
- INDICE DE ESPESOR
- CARGA EQUIVALENTE

ESTRUCTURAL.- COLAPSO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO O DE ALGUNO DE SUS COMPONENTES, DE TAL MANERA QUE EL PAVIMENTO ES INCAPAZ DE SOPORTAR LAS CARGAS O BIEN, SE REDUCE A UNA INTERRUPCION EN SU CONTINUIDAD O INTEGRIDAD. PUEDE DEGENERAR EN FALLA FUNCIONAL.

TIPO DE FALLA

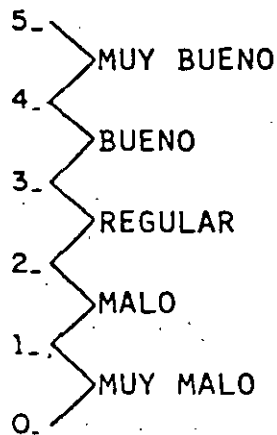
FUNCIONAL.- EL PAVIMENTO NO CUMPLE CON SU FUNCION PRIMORDIAL, PROVOCANDO INCOMODIDAD E INSEGURIDAD EN EL USUARIO, ASI COMO ESFUERZOS IMPREVISTOS EN LOS VEHICULOS. NO SIEMPRE ESTA ACOMPAÑADA DE FALLA ESTRUCTURAL.

- SERVICIABILIDAD.-

CAPACIDAD DE UN PAVIMENTO PARA CUMPLIR CON SU FUNCION, PROPORCIONANDO AL USUARIO UN VIAJE COMODO Y SEGURO EN CONDICIONES NORMALES DE TRANSITO.

- CALIFICACION ACTUAL.-

PROMEDIO DE LAS CALIFICACIONES INDIVIDUALES QUE EMITE UN GRUPO DE PERSONAS, SOBRE LA SERVICIABILIDAD DE UN TRAMO DE PAVIMENTO.



- INDICE DE SERVICIO

ESTIMACION DE LA SERVICIABILIDAD DE UN TRAMO DE PAVIMENTO, OBTENIDA A PARTIR DE MEDICIONES FISICAS.

PAVIMENTO FLEXIBLE

$$I_s = 5.03 - 1.9 \text{ LOG } (1+sv) - 0.01 \sqrt{C + P} - 1.38 \frac{2}{RD}$$

PAVIMENTO RIGIDO

$$I_s = 5.41 - 1.8 \text{ LOG } (1+sv) - 0.09 \sqrt{C + P}$$

DONDE:

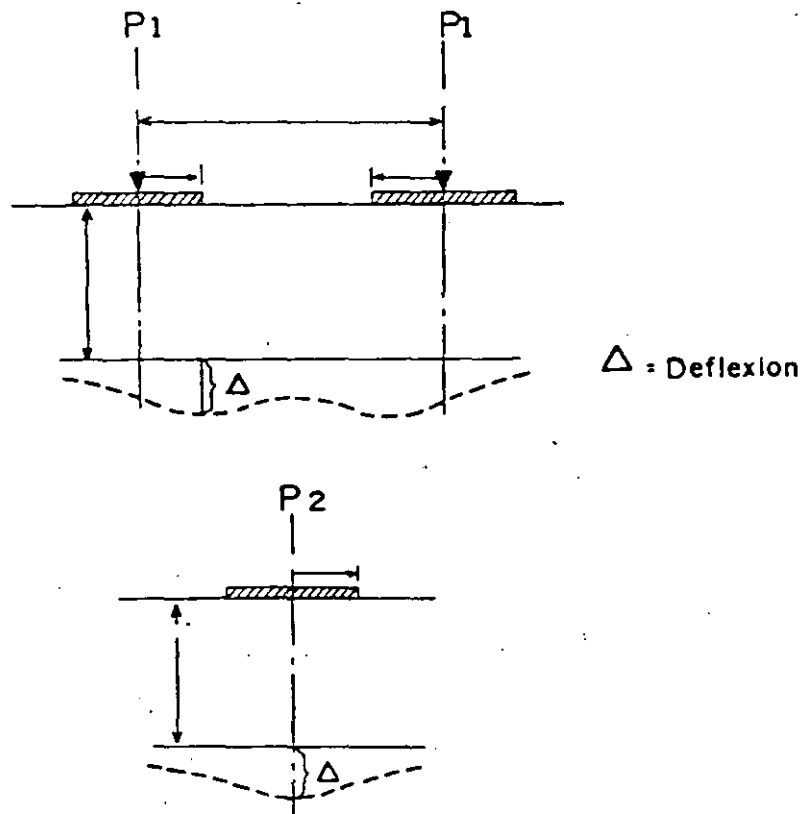
SV = VARIANCIA DE LA PENDIENTE

C = LONGITUD DE AGRIETAMIENTO POR CADA 100 M²

P = AREA BACHADA POR CADA 100 M²

RD = PROFUNDIDAD DE LAS DEFORMACIONES EN RODADAS MEDIDAS CON REGLA DE 1.2 M.

CONCEPTO DE CARGA EQUIVALENTE A RUEDA SENCILLA



CARGA EQUIVALENTE A RUEDA SENCILLA (ESWL)

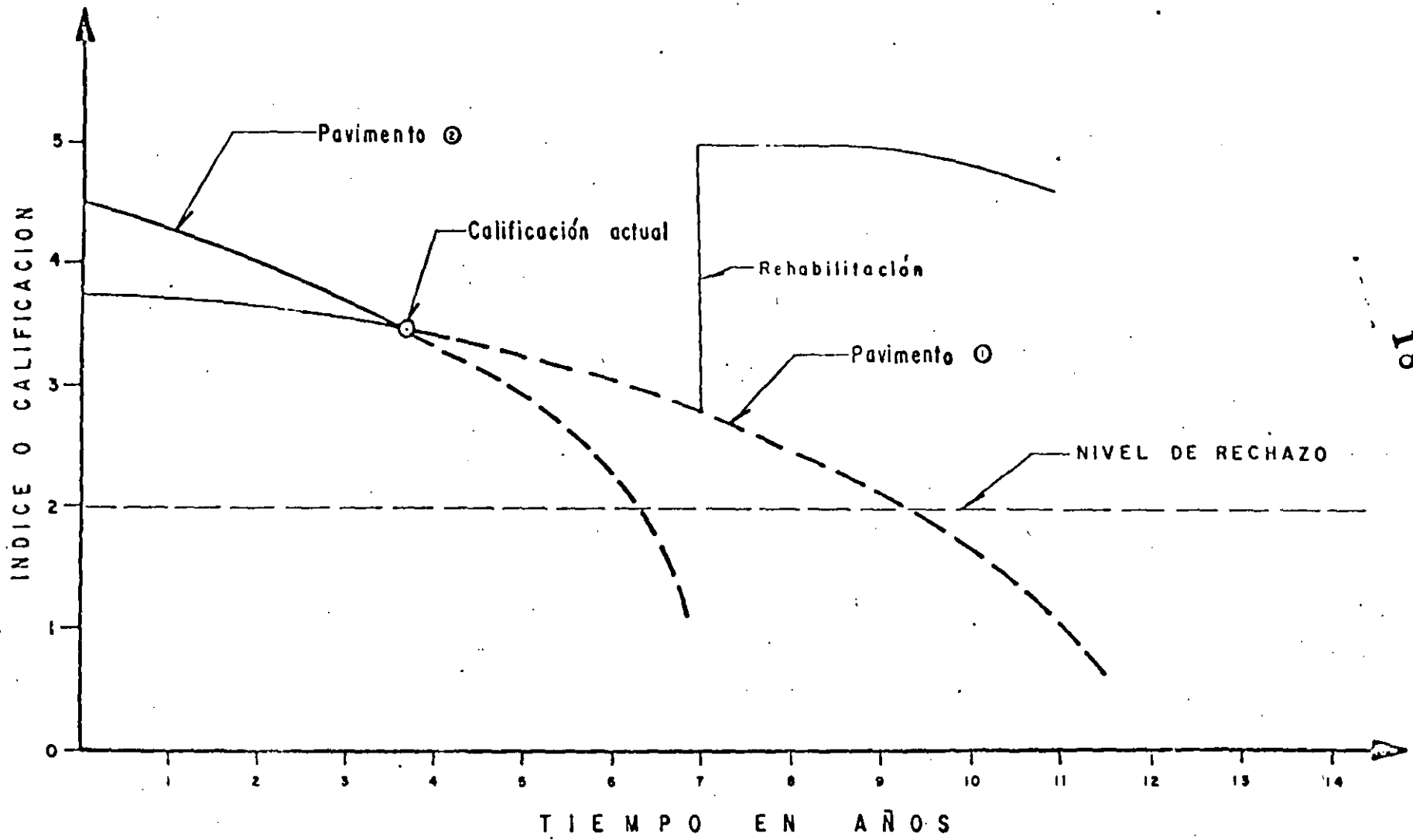
Se define como la carga que actúa en una rueda sencilla, que produce en un lugar dado de la estructura de un pavimento, el mismo efecto que el producido por una carga aplicada en un sistema de ruedas múltiples.

- NIVEL DE RECHAZO

MINIMO NIVEL DE SERVICIABILIDAD ACEPTADO EN UN TRAMO DE PAVIMENTO. SE ELIGE EN FUNCION DE LA CATEGORIA DE LA CARRETERA.

- COMPORTAMIENTO

VARIACION DE LA SERVICIABILIDAD CON RESPECTO AL TIEMPO. SE DETERMINA MEDIANTE EVALUACIONES PERIODICAS DEL PAVIMENTO.



18

3

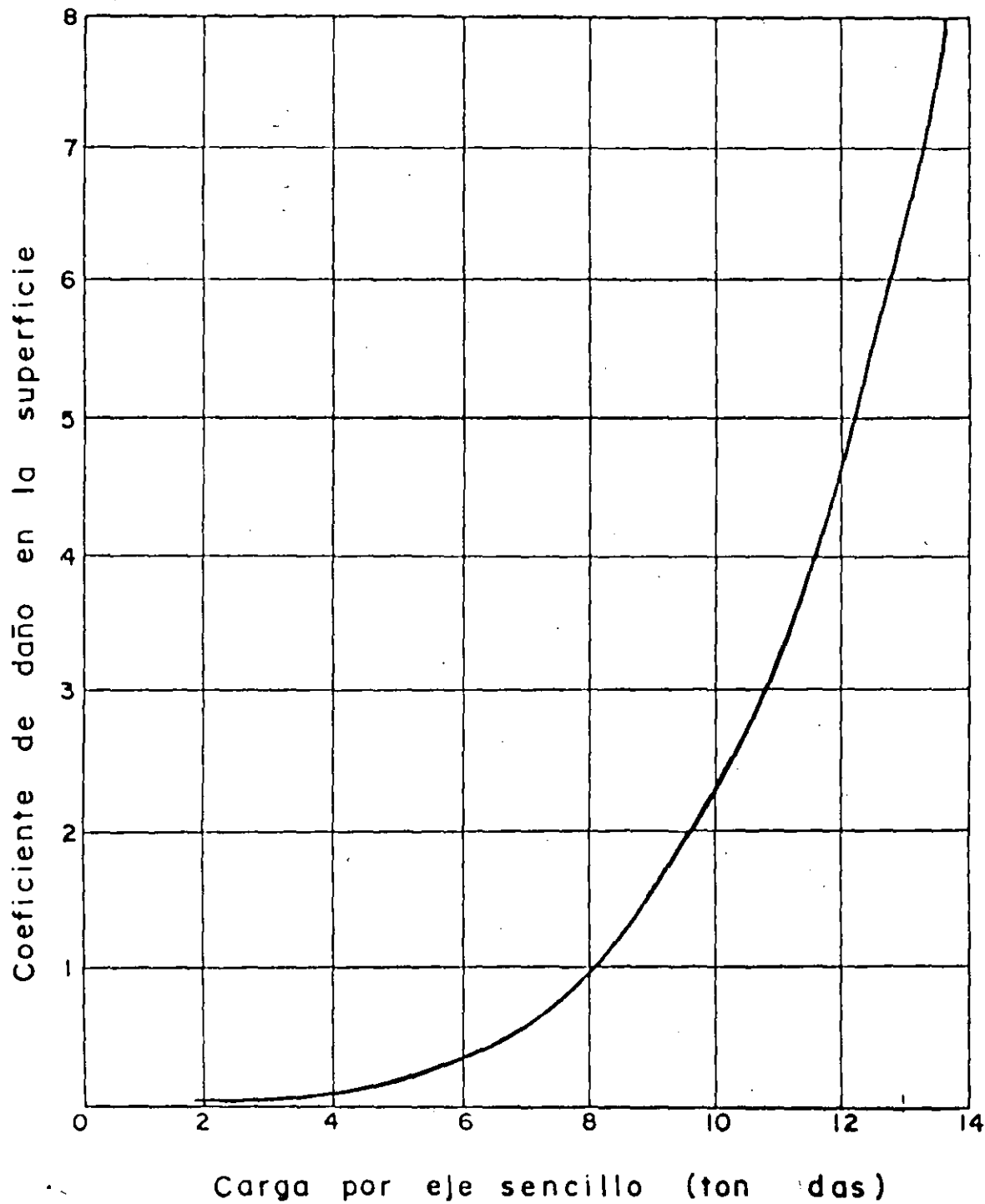
FIGURA N.º

INDICE DE ESPESOR

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

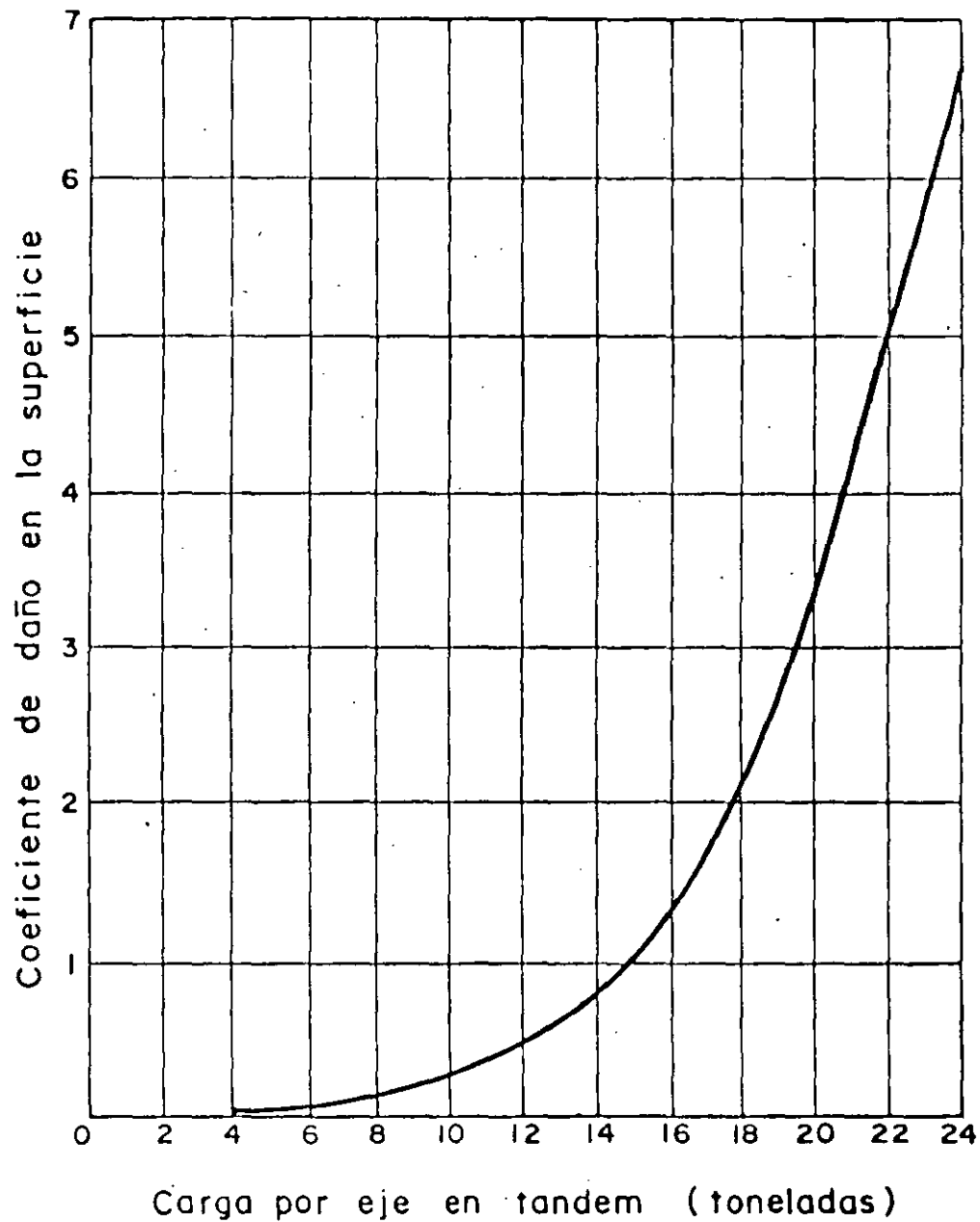
$$SN = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

CARPETA CONCRETO ASFALTICO	D1
BASE GRAVA TRITURADA	D2
SUBBASE GRAVA Y ARENA	D3



Carga por eje sencillo	Coeficiente de daño
2.0 Toneladas	0.003
4.0 "	0.05
6.0 "	0.28
8.0 "	0.90
10.0 "	2.21
12.0 "	4.60
14.0 "	8.40

COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA PARA EJES SENCILLOS



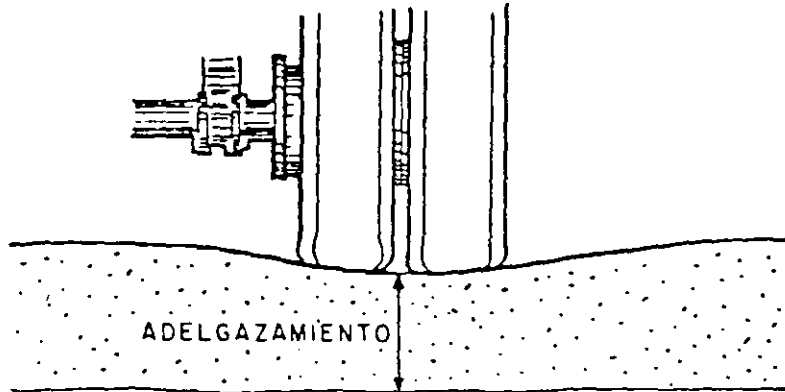
Carga por eje en tandem	Coeficiente de daño
4.0 Toneladas	0.005
8.0 "	0.08
9.0 "	0.129
12.0 "	0.40
16.0 "	1.29
20.0 "	3.16
24.0 "	6.55

COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA
PARA EJES TANDEM

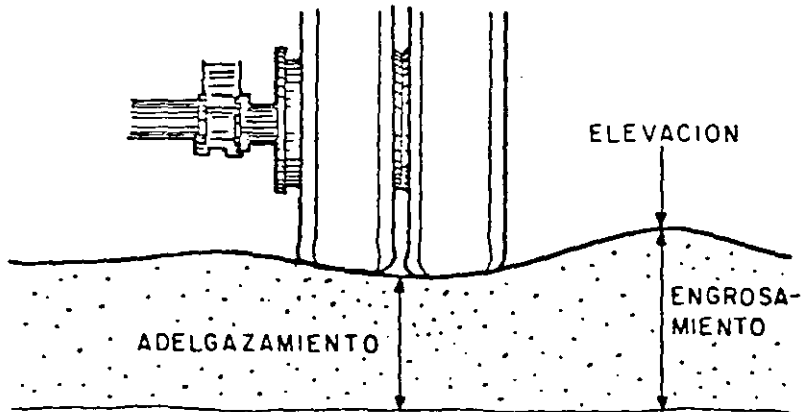
FORMAS PRINCIPALES DE DETERIORO QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

DETERIORO	CAUSA GENERAL	CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE
AGRIETAMIENTOS O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION (PUEDEN INCREMENTARSE POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO (CARGAS EXCESIVAS)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSIVAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DISINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	

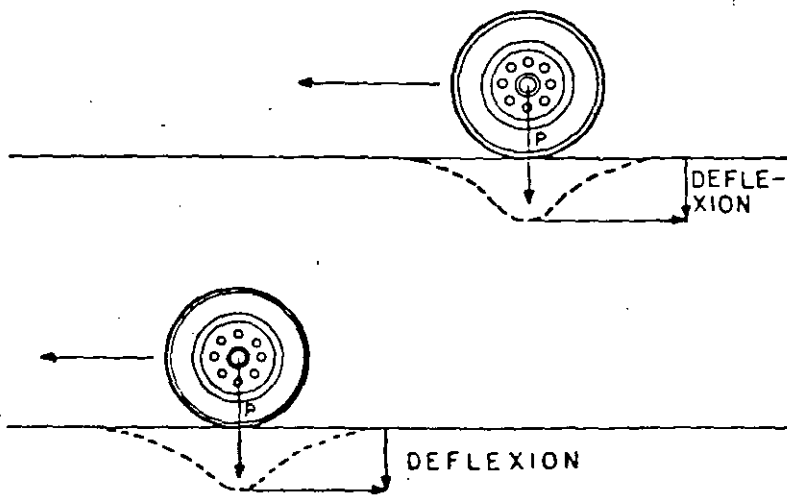
a) DENSIFICACION



b) DEFORMACION PLASTICA



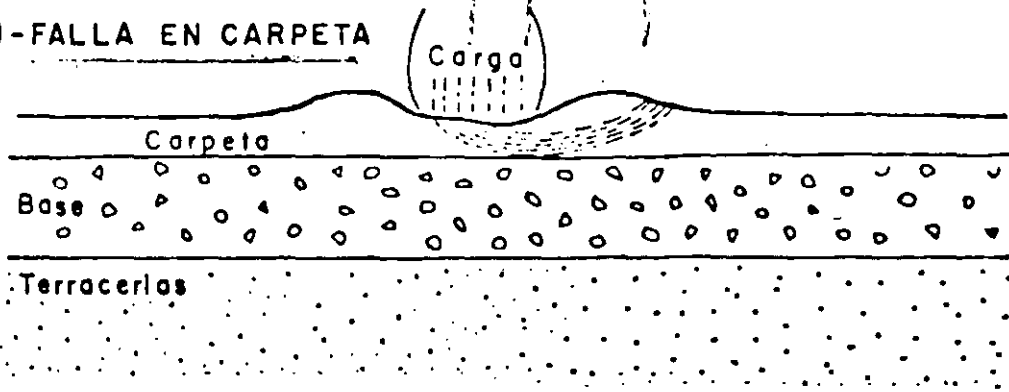
1) DEFORMACION PERMANENTE



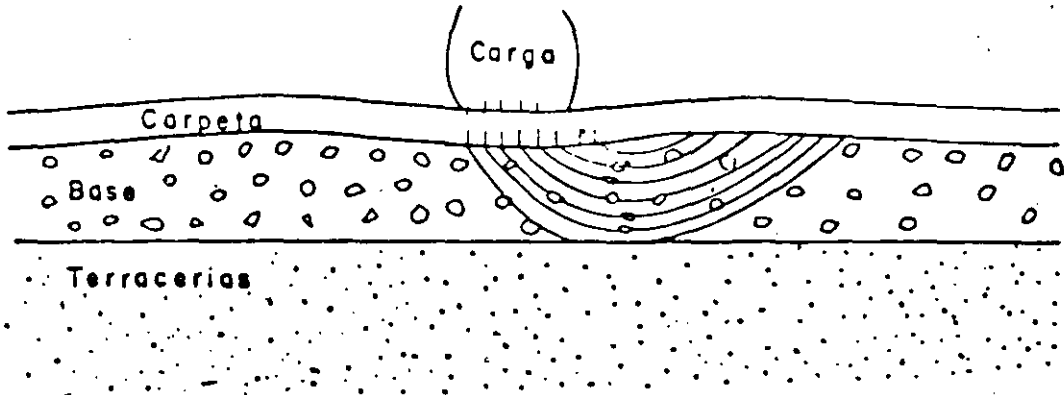
2) DEFORMACION POR DEFLEXION TRANSITORIA

TIPOS DE FALLA

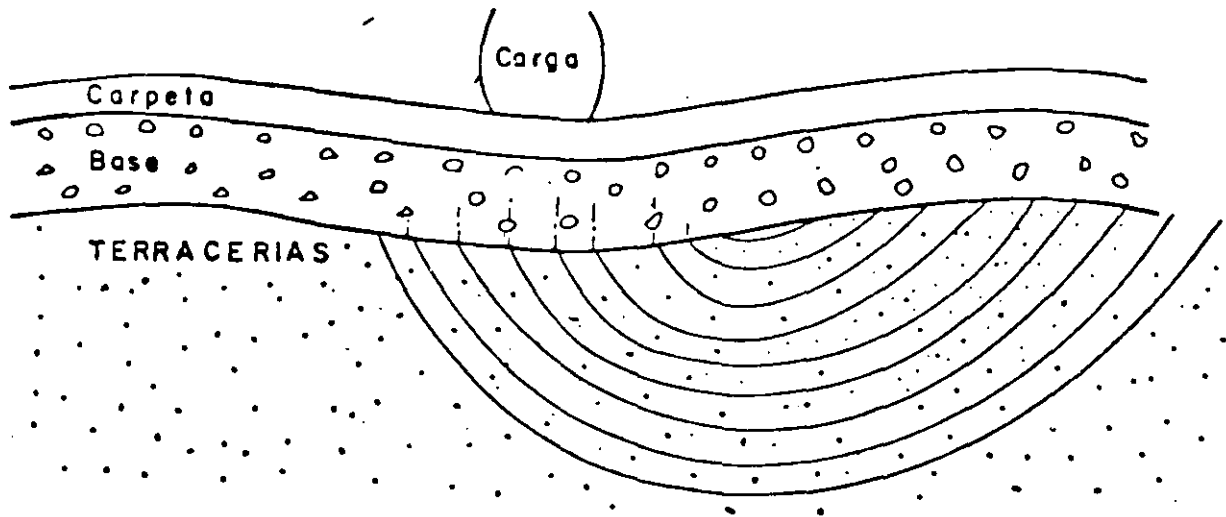
a) - FALLA EN CARPETA

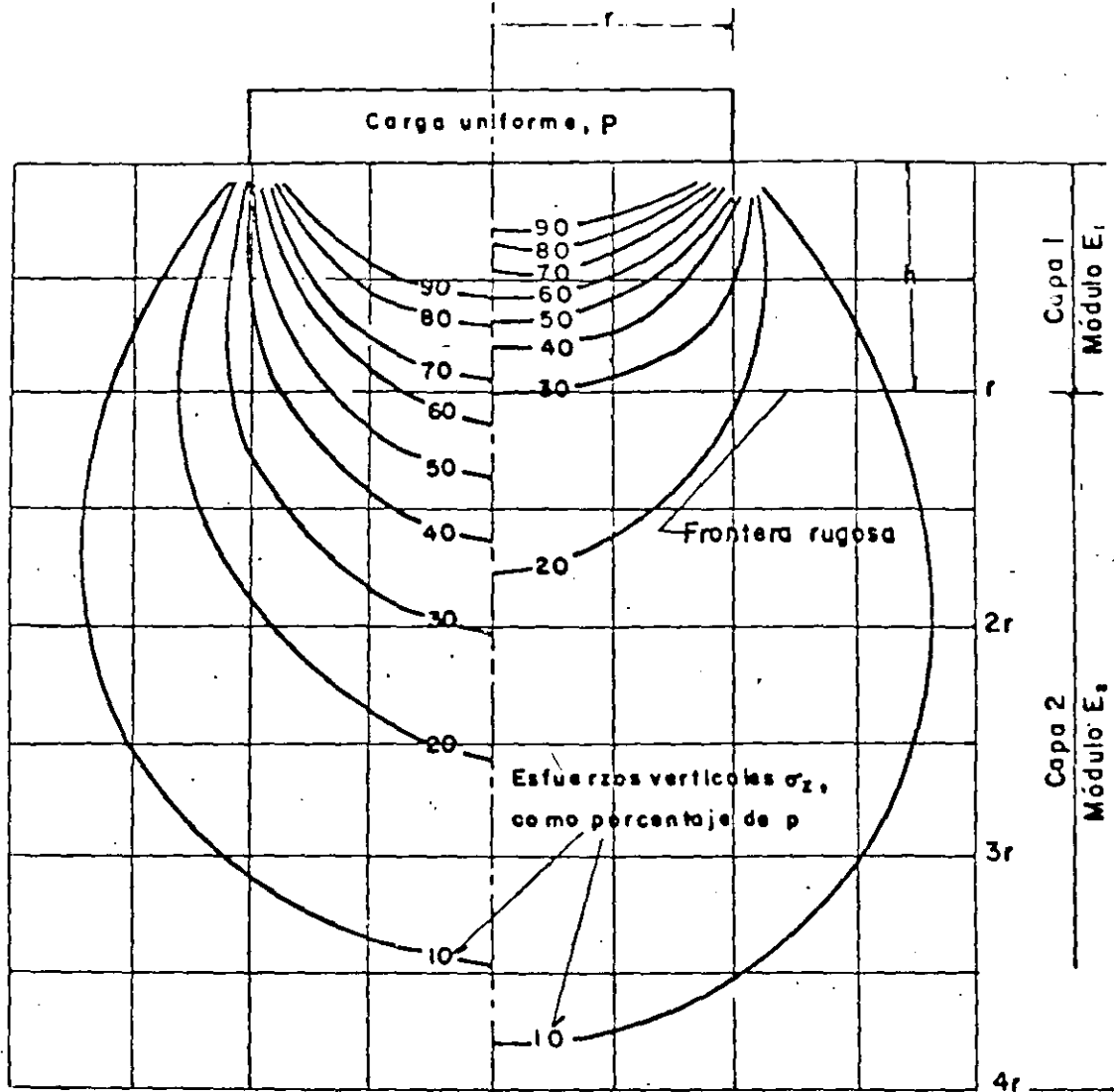


b) - FALLA EN LA BASE



c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION





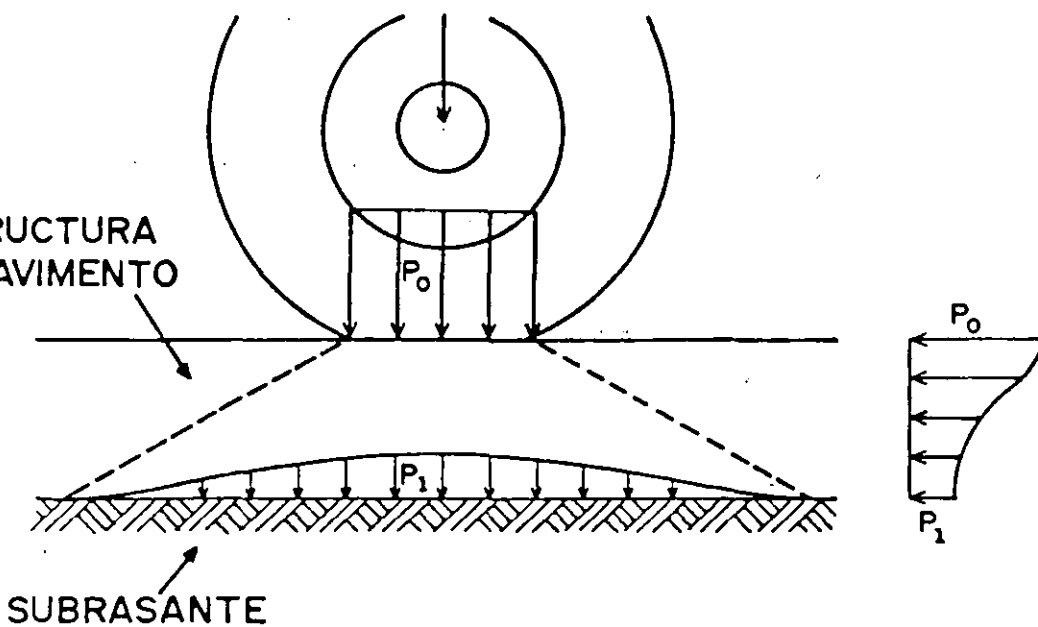
Medio homogéneo
 $\frac{E_1}{E_2} = 1$ (Boussinesq)

Sistema de dos capas
 $\frac{E_1}{E_2} = 10 \quad \mu = 1/2 \quad \frac{r}{h} = 1$ (Burmister)

COMPARACION DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGÉNEO Y EN UN SISTEMA DE 2 CAPAS

CARGA

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



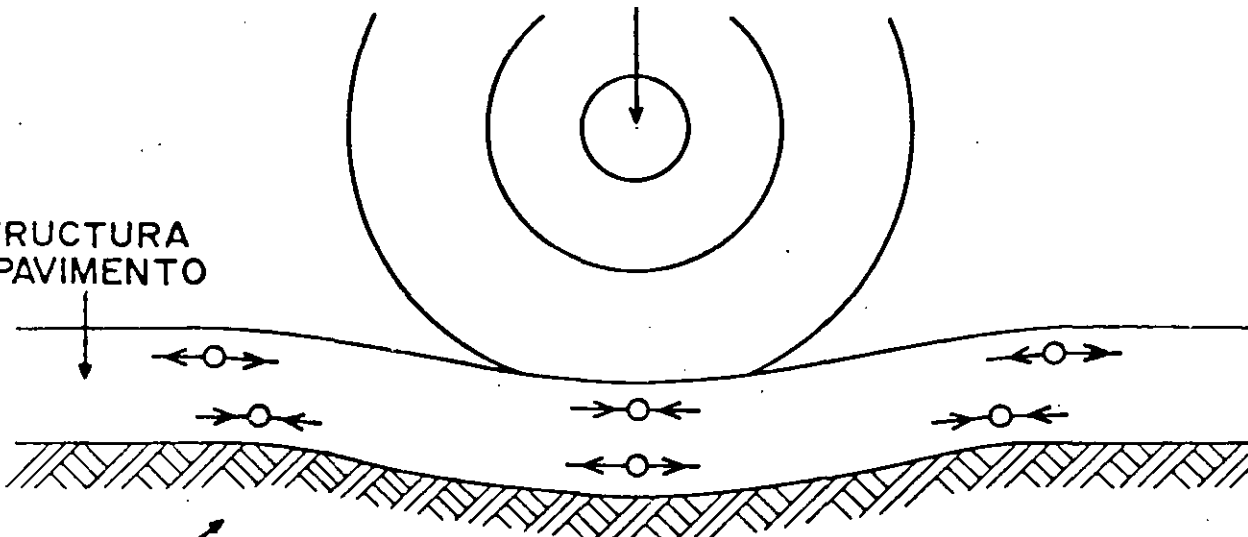
SUBRASANTE

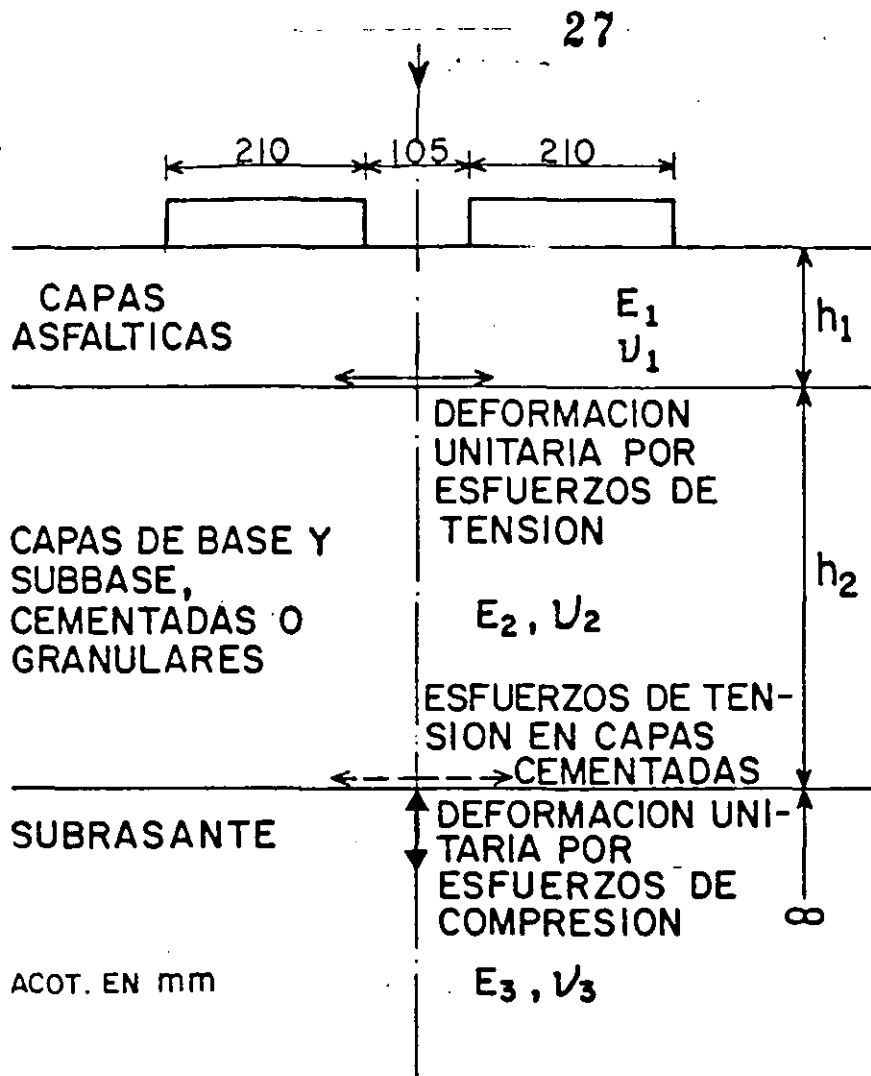
CARGA

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

SUBRASANTE

→○← COMPRESION ←○→ TENSION





CARGA DE RUEDA DOBLE DE UN EJE
ESTANDAR DE 8.2 TON(80KN)

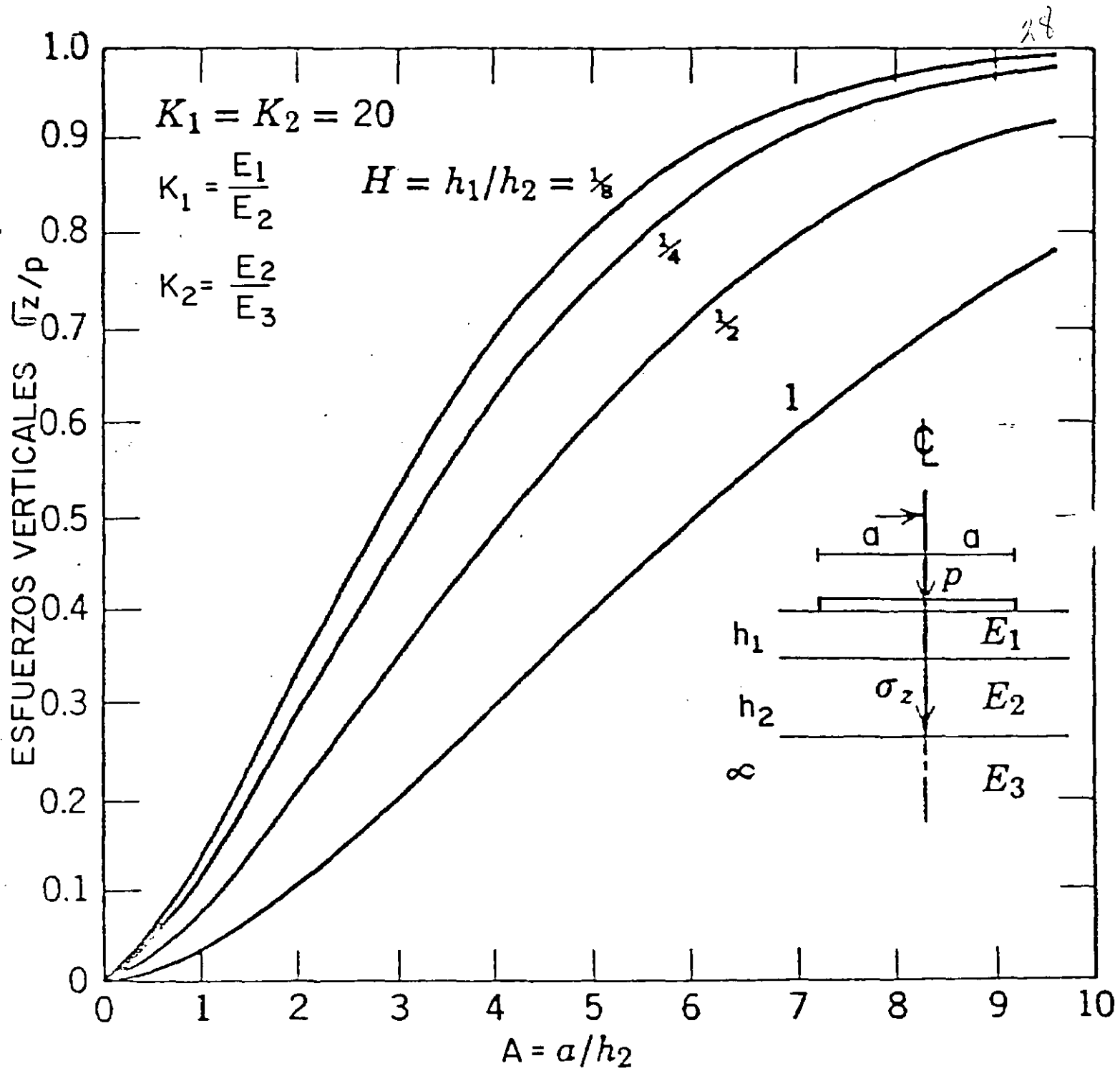


FIG 3.- ESFUERZOS VERTICALES EN LA SEGUNDA INTERFAZ

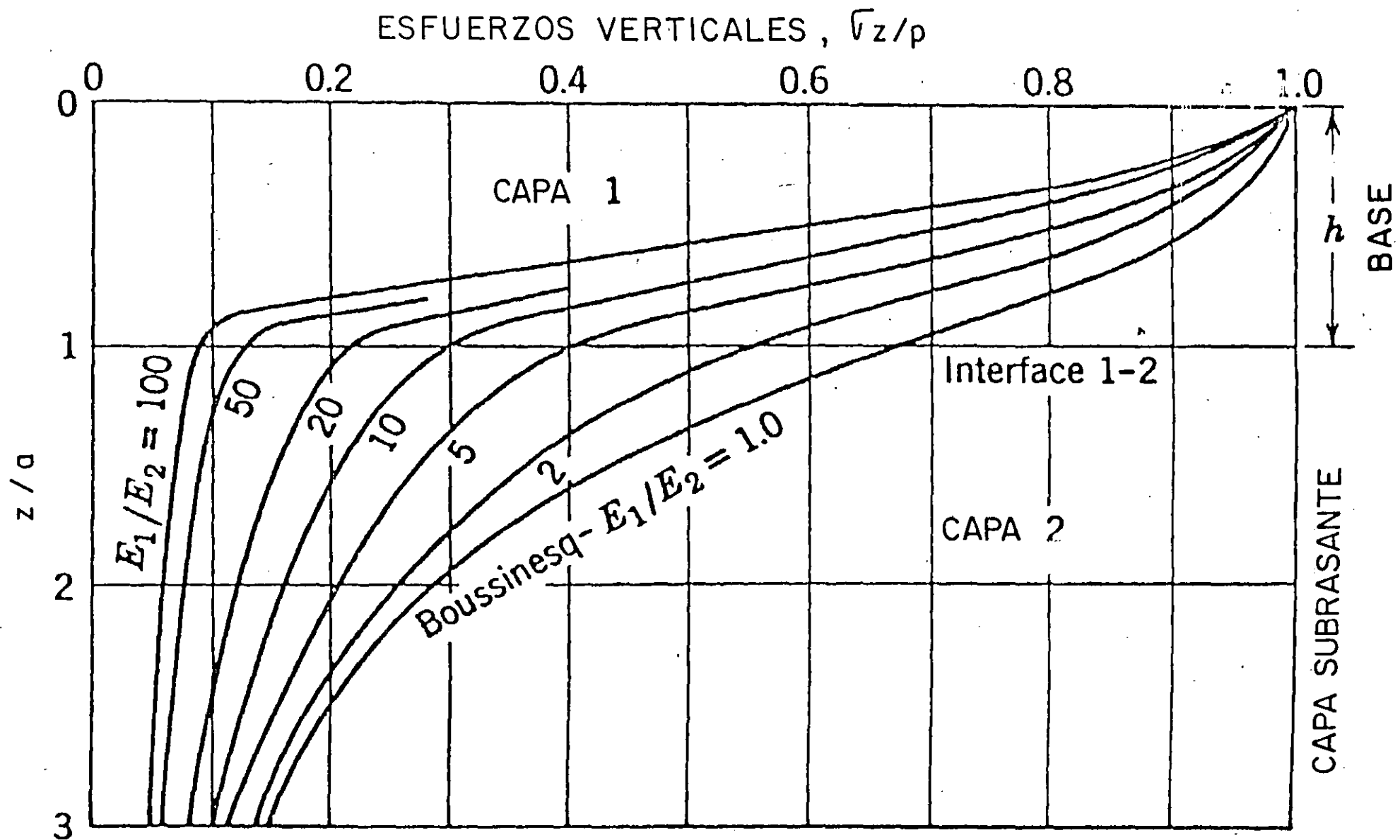
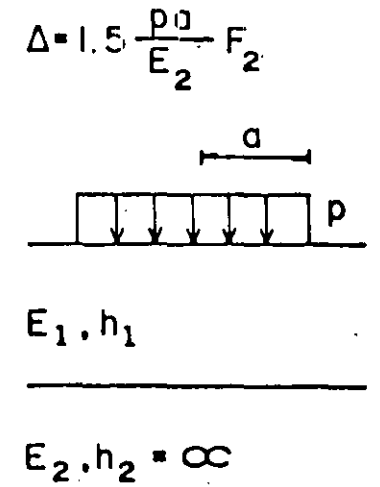
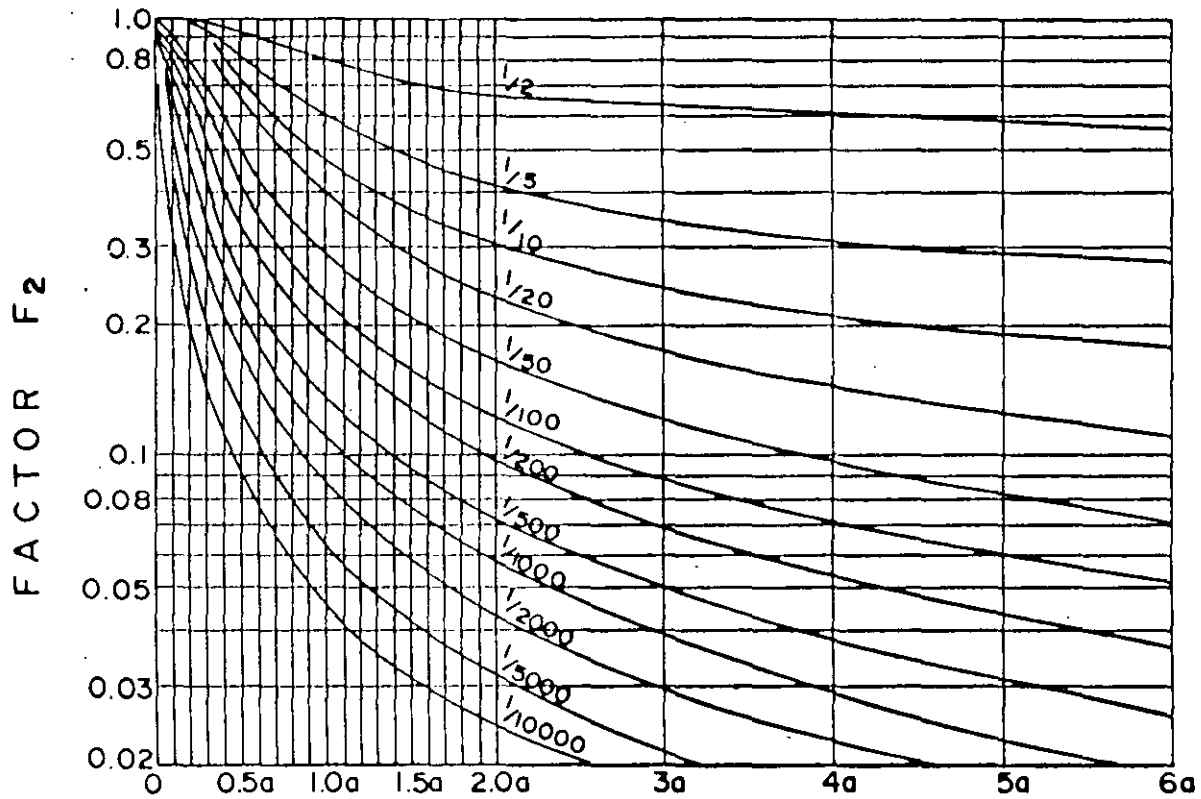
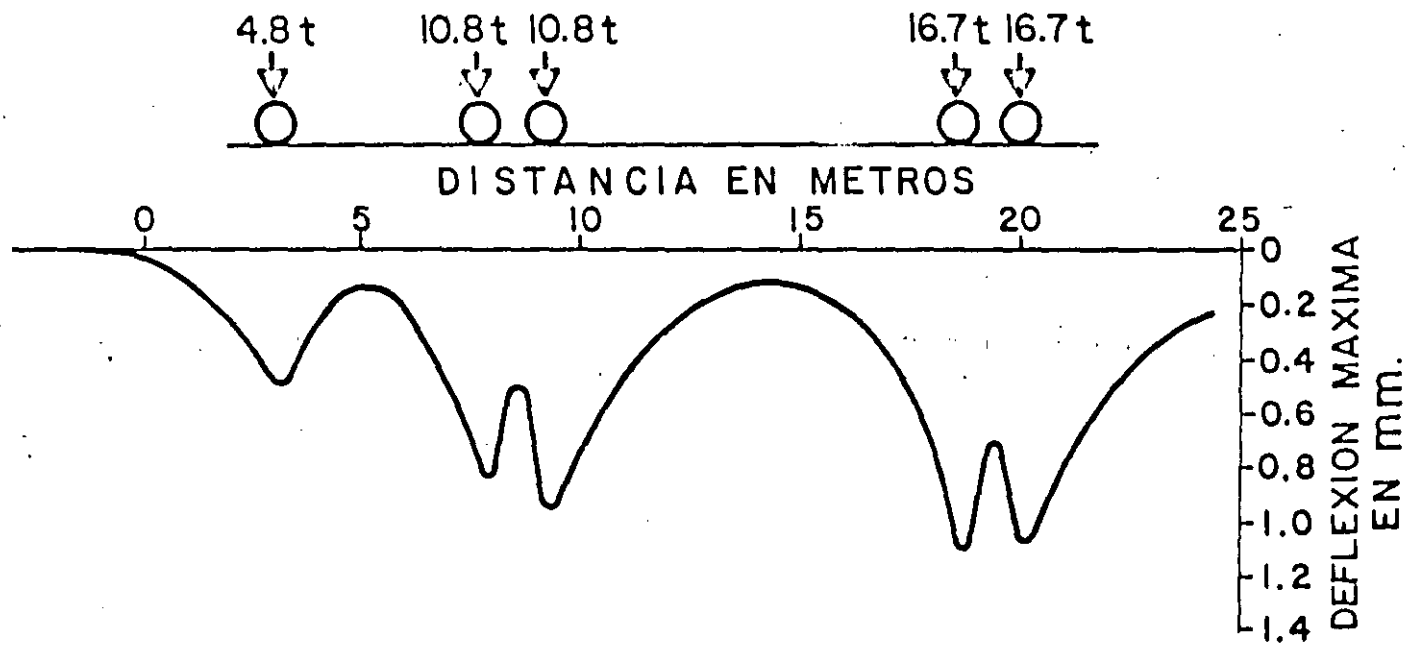


FIG 4.- CURVAS DE INFLUENCIA TIPICAS PARA UN SISTEMA DE DOS CAPAS



ESPESOR DE LA CAPA DE REFUERZO, MULTIPLO DEL RADIO

TEORIA BICAPA



ESPESOR DE CARPETA 28.0 cm.

FIG 5.-DEFLEXIONES BAJO UN CAMION T3-S2

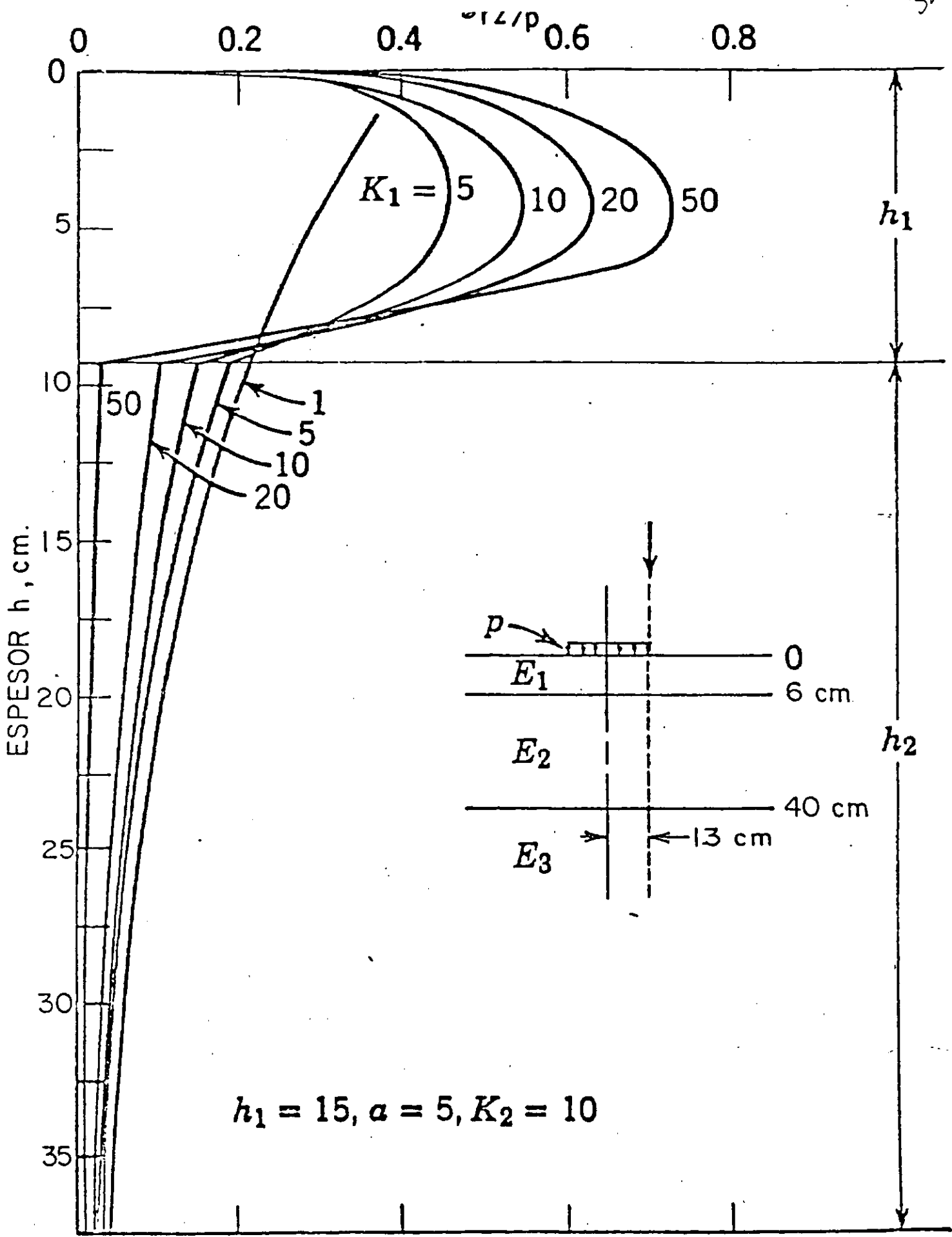


FIG. 6.- DISTRIBUCION TIPICA DE ESFUERZOS CORTANTES

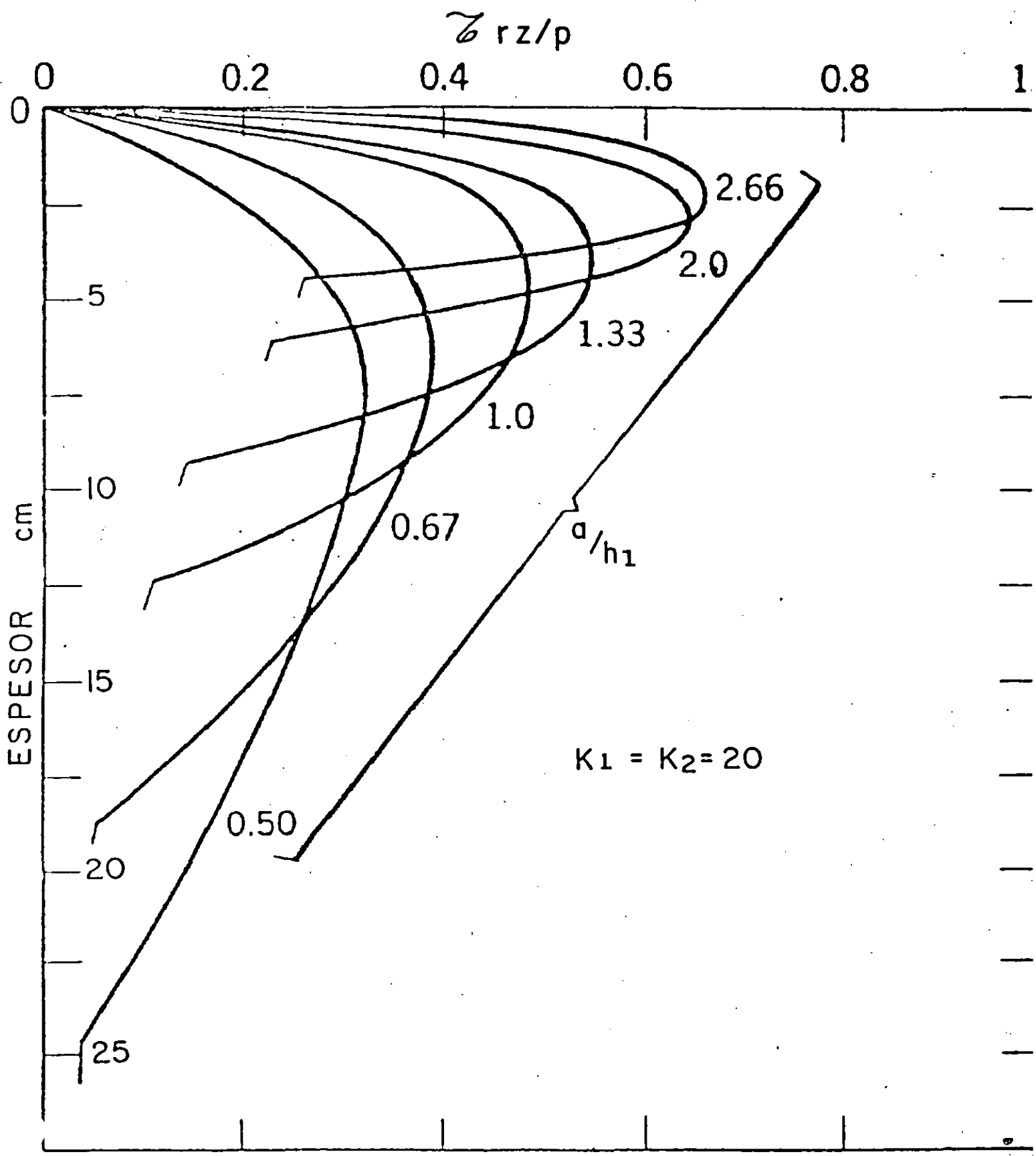


FIG. 7.- INFLUENCIA DEL ESPESOR DE LA CARPETA EN EL ESFUERZO CORTANTE

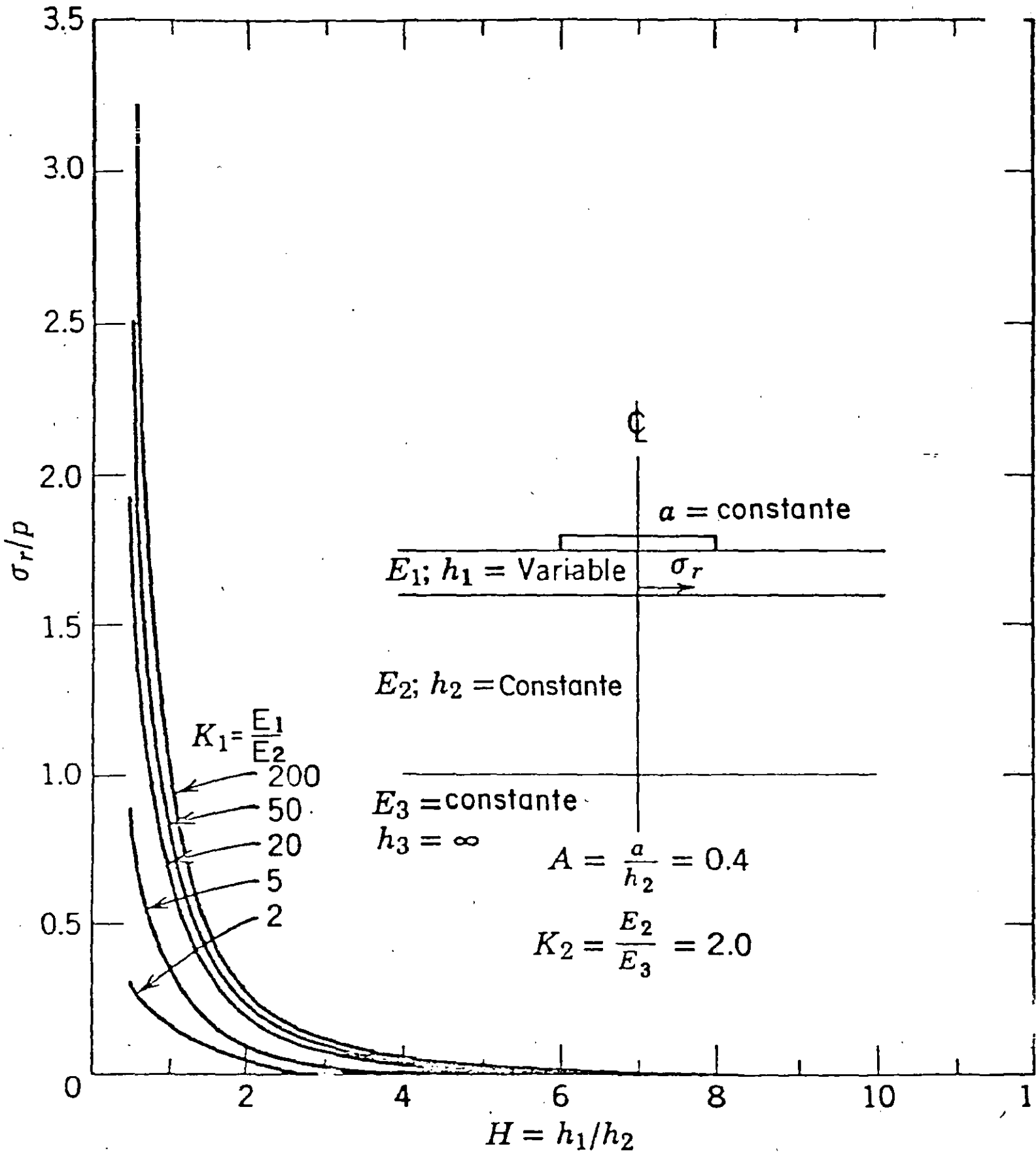


FIG 8.- ESFUERZOS HORIZONTALES DE TENSION EN EL LECHO INFERIOR DE LA CARPETA.

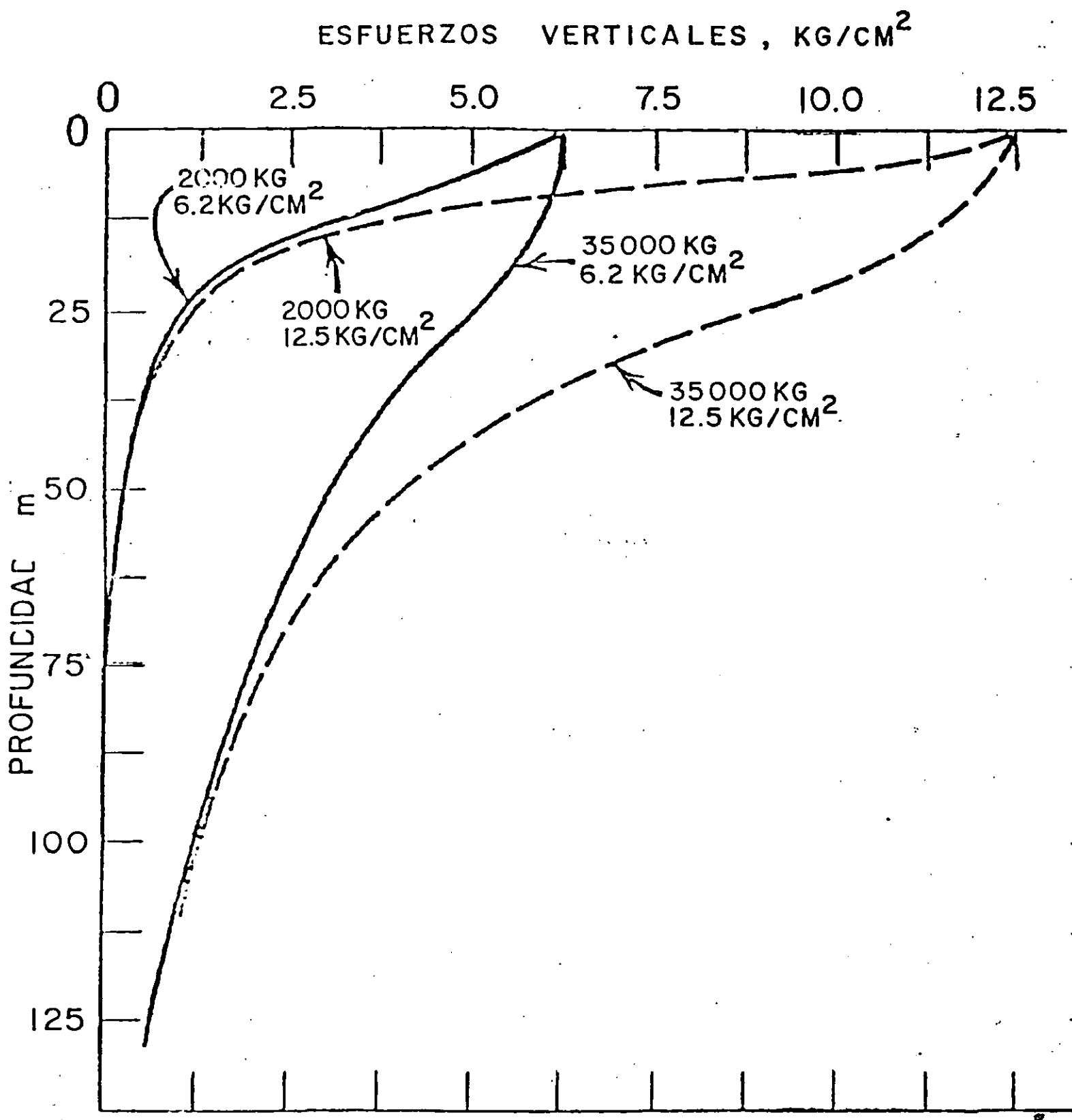


FIG.- 9 VARIACION DE LOS ESFUERZOS VERTICALES CO LA PROFUNDIDAD

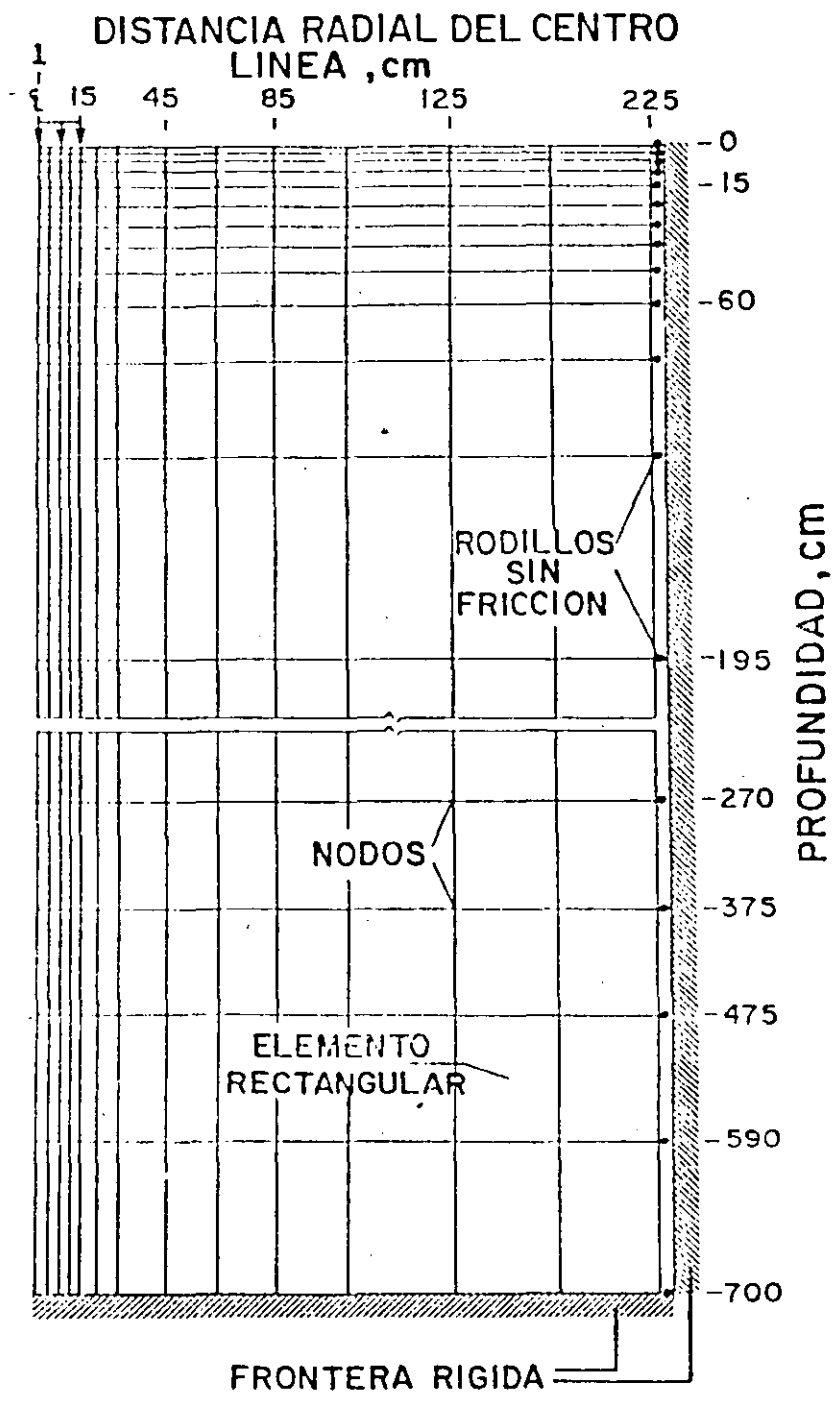


FIG II - IDEALIZACION DE UN SISTEMA DE PAVIMENTO SEGUN EL ELEMENTO FINITO.

LIMITACIONES DE LAS TEORIAS MULTICAPA (ALGUNAS)

- LA SIMETRIA NO SE VERIFICA SIEMPRE (ORILLA PAVIM, CERCA DE GRIETAS) EN DONDE LOS ESFUERZOS LLEGAN A SER MUY ALTOS Y POR LO TANTO PUEDEN OCURRIR EN TALES CONDICIONES DAÑOS SEVEROS.
- NO INCLUYEN EFECTOS VIBRATORIOS, QUE PUEDEN CONDUCIR A DAÑOS ACELERADOS PARA ALTAS VELOCIDADES Y/O SUPERFICIES RUGOSAS, PARTICULARMENTE EN BASES Y SUBBASES CON MATERIALES GRANULARES NO BIEN COMPACTADOS.
- LOS MODULOS DE LAS CAPAS SE ESCOGEN COMO "REPRESENTATIVO" EN LA REALIDAD ESTOS CAMBIAN CON LA PROFUNDIDAD Y LA POSICION LATERAL. LA TEORIA NO LINEAL DE ELEMENTO FINITO PUEDE SUPERAR EL PROBLEMA O LA TEORIA ELASTICA CON INTERACION.

METODOS DE DISEÑO

METODOS BASADOS EN PRUEBAS
SIMPLES DE RESISTENCIA

CBR (1925)

METODOS BASADOS EN PRUEBAS
ELABORADAS

PRUEBAS DE PLACA
PRUEBAS TRIAXIALES

(1945)

METODOS BASADOS EN ANALISIS
ESTRUCTURAL DE SISTEMAS MUL-
TICAPA

METODO SHELL

(1950)

METODOS BASADOS EN EVALUACION
ESTADISTICA DE COMPORTAMIENTO -
DE PAVIMENTOS

METODO AASHTO

(1965)

MODELOS BÁSICOS DE RESPUESTA ESTRUCTURAL

LA FUNCION PRIMARIA DEL PAVIMENTO ES LA DE SERVIR AL USUARIO EN FORMA SEGURA, COMODA Y ECONOMICA. PARA SATISFACER ESTO EL PAVIMENTO EN GRAN MEDIDA DEBE TENER ADECUADA CAPACIDAD ESTRUCTURAL PARA SOPORTAR LAS CARGAS Y LOS FACTORES AMBIENTALES. EL ANALISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL BAJO TALES INFLUENCIAS DE SUERTE QUE PUEDA ESTIMARSE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL, ES CLAVE EN LOS ASPECTOS DE DISEÑO. PARA ELLO EXISTEN VARIOS MODELOS SI BIEN LA MAYORIA NO SON DEL TODO PRECISOS SI PROPORCIONAN BASES PARA ESTIMAR O PREDECIR LA OCURRENCIA DE DETERIOROS TALES COMO LOS AGRIETAMIENTOS POR FATIGA.

VARIABLES DEL TRANSITO

COMPRENDE A UNA DE LAS MAS DIFICILES QUE CONFRONTA EL DISEÑADOR.

- 1 - CARGA POR RUEDA, POR EJE Y CARGA TOTAL
- 2 - NUMERO Y SECUENCIA DE APLICACIONES DE CARGA
- 3 - VELOCIDAD DEL VEHICULO
- 4 - DISTRIBUCION DE CARGAS (LATERAL Y POR CARRIL)
- 5 - PRESION DE LLANTAS
- 6 - CONFIGURACION DE EJES Y RUEDAS.

PRINCIPALES OBJETIVOS DE DISEÑO

- SELECCIONAR LA ESTRATEGIA DE MAXIMA O "RAZONABLE" ECONOMIA, SEGURIDAD Y SERVICIABILIDAD.
- CONSIDERAR TODAS LAS ESTRATEGIAS POSIBLES
- DISPONER DE MODELOS DE MAYOR PRECISION POSIBLE PARA PREDECIR LA SERVICIABILIDAD, SEGURIDAD Y DETERIOROS DE LAS ALTERNATIVAS CONSIDERADAS
- DISPONER DE METODOS PRECISOS PARA ESTIMAR LOS COSTOS Y BENEFICIOS
- ESTABLECER ADECUADA TRANSFERENCIA E INTERCAMBIO DE INFORMACION ENTRE EL PERSONAL DE CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO
- USO EXTENSIVO DE MATERIALES LOCALES Y DE MANO DE OBRA

41

RESTRICCION DE DISEÑO

- 1 - DISPONIBILIDAD DE TIEMPO Y FONDOS (PARA CONDUCIR LA CONSTRUCCION Y EL DISEÑO MISMO)
- 2 - MINIMO NIVEL DE SERVICIO PERMITIDO ANTES DE LA REHABILITACION
- 3 - DISPONIBILIDAD DE MATERIALES
- 4 - MINIMO O MAXIMO ESPESOR DE CAPA
- 5 - TIEMPO MINIMO ENTRE SOBRECARPETAS Y/O RIEGOS DE SELLO
- 6 - CAPACIDAD DE LOS PROCESOS DE CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO
- 7 - CAPACIDAD DE EFECTUAR LOS ENSAYES
- 8 - CAPACIDAD DE LOS MODELOS ECONOMICOS Y ESTRUCTURALES DISPONIBLES.
- 9 - CALIDAD Y EXTENSION DE LA INFORMACION DISPONIBLE PARA EL DISEÑO

LA IMPORTANCIA DE LAS ANTERIORES RESTRICCIONES VARIA CON LAS CONDICIONES DE DISEÑO Y DEL ORGANISMO INVOLUCRADO.

ALTERNATIVAS DE MATERIALES

- CONCRETO ASFALTICO
- MEZCLA ASFALTICA
- BASE TRATADA CON ASFALTO
- BASE TRATADA CON CAL
- BASE TRATADA CON CEMENTO
- BASE GRANULAR
- SUB-BASE GRANULAR, ETC.

ALGUNOS PUEDEN SER MUTUAMENTE EXCLUYENTES

UNA VARIEDAD DE MATERIALES PUEDEN SER POSIBLES O DISPONIBLES PARA UNA O MAS DE ESTAS CAPAS

RESUMEN: LA ESTRATEGIA DE DISEÑO DEBE INCLUIR NO SOLO EL ESPESOR DE LAS CAPAS SINO TAMBIEN TIPO DE MATERIALES Y POLITICAS DE CONSTRUCCION, MANTENIMIENTO Y EVALUACION. CUANDO TODAS LAS ALTERNATIVAS PARA ESTAS ESTRATEGIAS DE DISEÑO HAN SIDO GENERADAS ELLAS PUEDEN SER ANALIZADAS Y EVALUADAS ECONOMICAMENTE PARA SELECCIONAR LA MEJOR.

EN GENERAL NO ES POSIBLE GENERA TODAS LAS ALTERNATIVAS MANUALMENTE, SE REQUIERE EL USO DE LAS COMPUTADORAS EN DONDE EL DISEÑADOR SIMPLEMENTE INCLUYA LO SIGUIENTE:

- 1.- CAPAS DE MATERIALES QUE DEBEN SER CONSIDERADOS
- 2.- MINIMO Y MAXIMO ESPESOR DE CAPA PARA CADA TIPO DE MATERIAL Y CAMBIOS EN LOS INCREMENTOS DE ESPESOR QUE VAN A USARSE
- 3.- TIEMPO MINIMO PARA LA COLOCACION DE LA PRIMER SOBRECARPETA Y LAPSO ENTRE SOBRECARPETAS.

SE DEBE SEGURAR QUE TODAS LAS ALTERNATIVAS POSIBLES HAN SIDO GENERADAS.

ACTIVIDADES EN LA FASE DE DISEÑO

- INFORMACION REQUERIDA
- GENERACION DE ALTERNATIVAS DE ESTRATEGIAS DE DISEÑO
- EVALUACION ECONOMICA
- OPTIMIZACION (DE LAS ESTRATEGIAS)

PRINCIPALES OBJETIVOS QUE DEBE SATISFACER UN PAVIMENTO

- MAXIMA O "RAZONABLE" ECONOMIA (EN TERMINOS TANTO DEL ORGANISMO COMO DEL USUARIO)
- MAXIMA O ADECUADA SEGURIDAD
- MAXIMA O RAZONABLE SERVICIABILIDAD EN EL PERIODO DE DISEÑO.

4/1

CARACTERIZACION DE LOS INSUMOS (INPUTS) FISICOS DE DISEÑO

- 1 - CARACTERIZACION DEL TRANSITO; USUALMENTE EXPRESADA EN TERMINOS DE EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TON (18000 LBS)
- 2 - CARACTERIZACION AMBIENTAL; DE MUY DIFICIL VALUACION QUE USUALMENTE SE SIMPLIFICA CON CRITERIOS EMPIRICOS COMO EL FACTOR REGIONAL "R" O EN TERMINOS DE SERVICIABILIDAD CON EL TIEMPO.
- 3 - CARACTERIZACION DE MATERIALES
PROPIEDADES INDICE

PROPIEDADES FUNDAMENTALES:

- 1 - MODULOS PARA CADA UNA DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO Y LA CAPA SUBRASANTE
- 2 - RELACION DE POISSON INDIVIDUAL PARA CADA CAPA
- 3 - CARACTERISTICAS ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO (ANALISIS VISCOCLASTICOS)
- 4 - VALORES LIMITE DE RESISTENCIA O DEFORMACION

PARA DETERMINAR ESTAS PROPIEDADES EXISTEN DIVERSOS METODOS DE ENSAYE

VARIABLES PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

HE

- CARGA
 - Magnitud de las cargas
 - Configuración de las llantas y espaciamentos entre ellas
 - Número de ejes
 - Presión de inflado
 - Presión de contacto
 - Superficie del área de contacto
 - Número de repetición de cargas ; cambios anuales y estacional
 - Tasa de crecimiento
 - Distribución de tránsito en la sección transversal
 - Vida de proyecto del pavimento antes de que requiera una reconstrucción
 - Criterio de falla
 - Tipo de impacto.

- REGIONALES
 - Temperatura
 - Régimen de precipitación
 - Precipitación media anual
 - Nivel freático
 - Geología
 - Topografía.

- ESTRUCTURALES
 - Características de las capas que constituyen el pavimento
 - Espesores
 - Resistencias
 - Deformabilidad
 - Disponibilidad de materiales
 - Costo
 - Respuesta bajo condiciones regionales

- COMPORTAMIENTO
 - Seguridad
 - Serviciabilidad
 - Durabilidad
 - Depende de la interacción entre características estructurales, solicitaciones de tránsito, clima, regionales y tipo de conservación.

- CONSERVACION
 - Tipo de conservación requerido
 - Frecuencia

- CRITERIOS DE DECISION
 - Disponibilidad de fondos
 - Costos de construcción, conservación, operación
 - Confiabilidad
 - Seguridad, calidad de operación y tipo de conservación
 - Impacto ambiental.

- CONSTRUCCION
 - Control de calidad
 - Disponibilidad de equipo y personal
 - Nivel tecnológico
 - Recursos industriales.

PARAMETRO DE:

TRANSITO Y CARGAS

AMBIENTALES

DE CONSTRUCCION

DE DISEÑO ESTRUCTURAL

DE MANTENIMIENTO

OPERACIONALES

RESTRICTIVOS.

PARAMETROS DE TRANSITO Y CARGAS

- TIPOS DE VEHICULOS
- CARGAS POR EJES
- NUMERO DE APLICACIONES
- DISTRIBUCION DEL TRANSITO DURANTE EL AÑO
- CANALIZACION DEL TRANSITO

PARAMETROS AMBIENTALES

- TIPO DE SUELO
- TOPOGRAFIA
- REGIMEN PLUVIOMETRICO
- DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE
- TEMPERATURA AMBIENTE.

49

PARAMETROS DE CONSTRUCCION

- CONTROL DE CALIDAD
- EXPERIENCIA DEL PERSONAL
- DISPONIBILIDAD DEL EQUIPO

50

PARAMETROS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

- CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE
- TIPO Y CALIDAD DE LOS MATERIALES DISPONIBLES
- ESTABILIZACION DE SUELOS
- DISPONIBILIDAD DE EQUIPO DE PRUEBAS.

PARAMETROS OPERACIONALES

- CONTROL DE TRANSITO DURANTE LA CONSTRUCCION
- CONTROL DE TRANSITO DURANTE MANTENIMIENTO
- CONTROL DE TRANSITO DURANTE LA RECONSTRUCCION
- COMODIDAD PARA EL USUARIO

1/11

PARAMETROS RESTRICTIVOS

- MAXIMOS COSTOS ADMISIBLES, A NIVELES INICIAL MANTENIMIENTO O OPERACIONAL.
- VIDA DE DISEÑO
- LAPSO PARA LA PRIMERA RECONSTRUCCION IMPORTANTE
- LAPSO ENTRE RECONSTRUCCIONES IMPORTANTES.
- IMPACTO EN EL AMBIENTE.

FACTORES DE DISEÑO

- 1.- TRANSITO
MAGNITUD, CONFIGURACION, Y REPETICION DE CARGAS Y SU DISTRIBUCION - EN LA SECCION TRANSVERSAL

- 2.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES
 - RESISTENCIA
 - DEFORMABILIDAD BAJO CARGAS
 - VARIACIONES VOLUMETRICAS
 - DURABILIDAD
 - PERMEABILIDAD Y CAPILARIDAD
 - ETC.

- 3.- CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
 - REGIMENES PLUVIOMETRICOS Y DE TEMPERATURA
 - OROGRAFIA E HIDROLOGIA.

PARAMETROS DE DISEÑO

A) CARACTERIZACION DEL TRANSITO

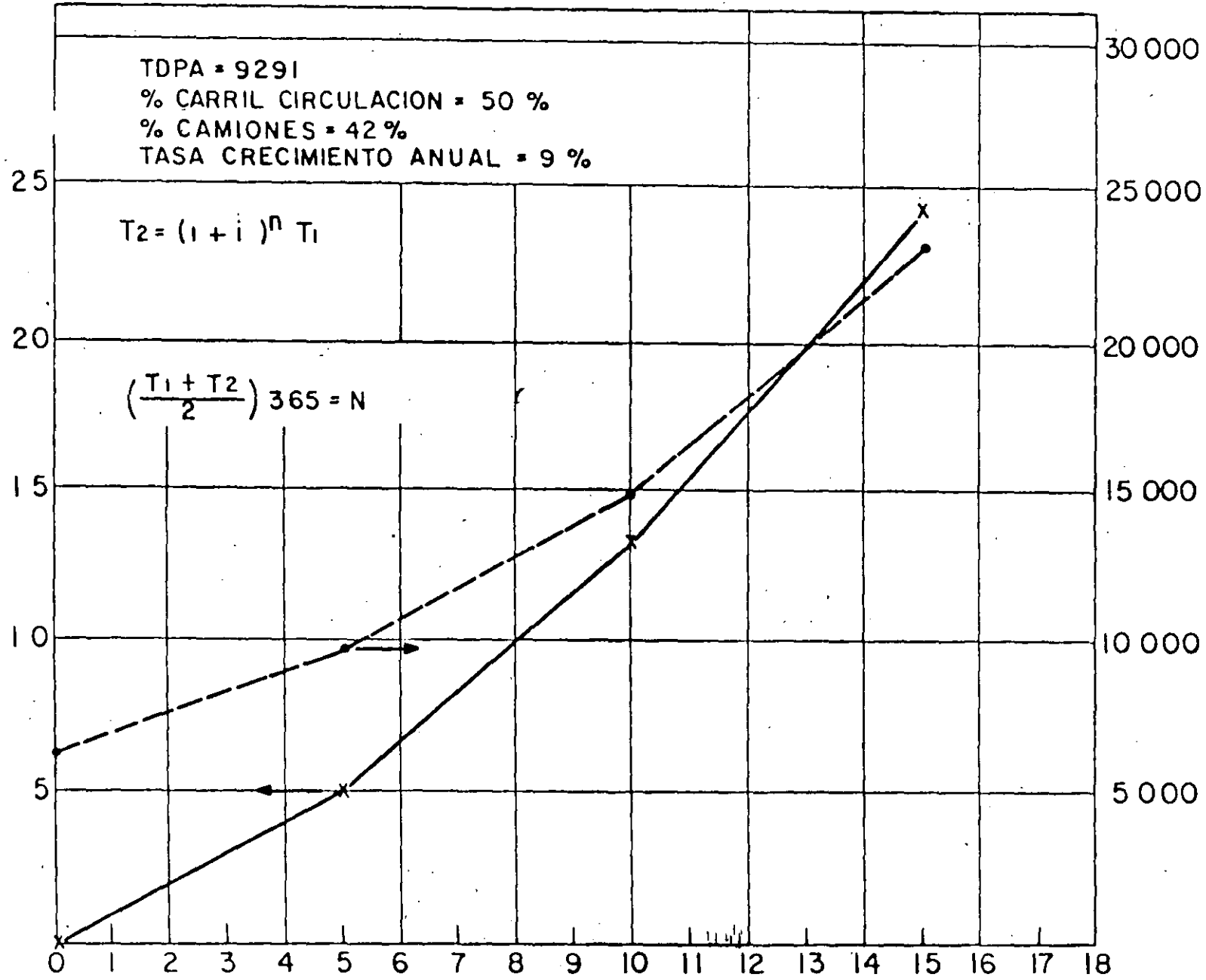
B) CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES

(TERRENO DE CIMENTACION Y MATERIALES DE PAVIMENTACION)

A) CARACTERIZACION DEL TRANSITO

- . VOLUMEN Y COMPOSICION DE LOS VEHICULOS
- . TASA DE CRECIMIENTO
- . VIDA O PERIODO DE DISEÑO
- . GEOMETRIA DE LA SECCION Y DISTRIBUCION DEL TRANSITO

NUMERO ACUMULADO DE EJES EQUIVALENTES DE 80 KN
(MILLONES)



PROYECCION DEL TRANSPORTE, AÑOS

ANALISIS DE TRANSITO

TIPO DE VEHICULO	NUM. DE VEHICULOS	%	PESO POR EJE, TON.		
			EJE 1	EJE 2	EJE 3
A ₂	4182	45	1.0	1.0	
A' ₂	1208	13	1.7	3.8	
B ₂	371	4	5.5	10.0	
B ₃	46	0.5	5.5	14.0	
B ₄	46	0.5	7.0	14.0	
C ₂	1858	20	5.5	10.0	
C ₃	743	8	5.5	18.0	
T ₂ -S ₂	93	1	5.5	10.0	18.0
T ₃ -S ₂	465	5	5.5	18.0	18.0
T ₃ -S ₃	279	3	5.5	18.0	22.5
	<u>9291</u>	<u>100</u>			

B) CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES

- ESTUDIOS GEOTECNICOS: EXPLORACION, MUESTREO Y ENSAYES DE CAMPO Y/O LABORATORIO (RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD)
- EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO MATERIALES PAVIMENTACION
 - . PRUEBAS PENETRACION
 - . PRUEBAS COMPRESION Y TRIAXIALES
 - . PRUEBAS DE PLACA
 - . PRUEBAS DINAMICAS

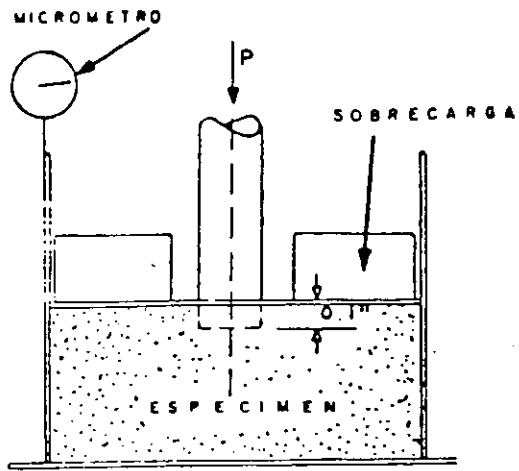
NOTA

TENER MUY PRESENTE:

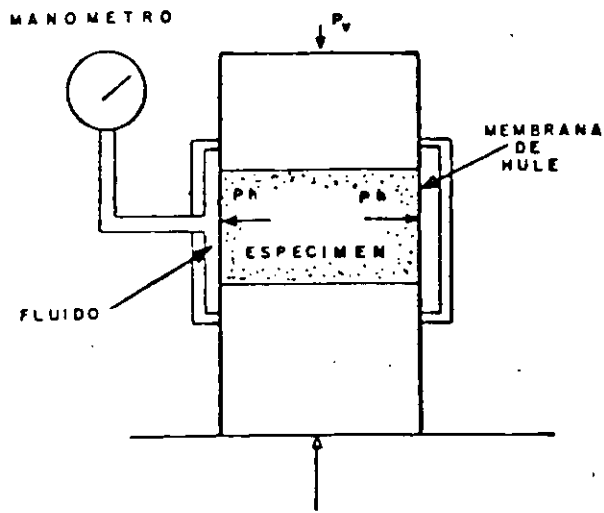
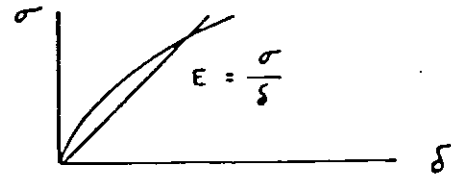
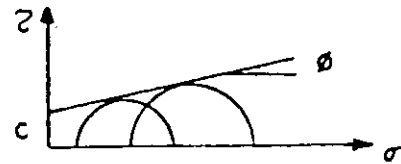
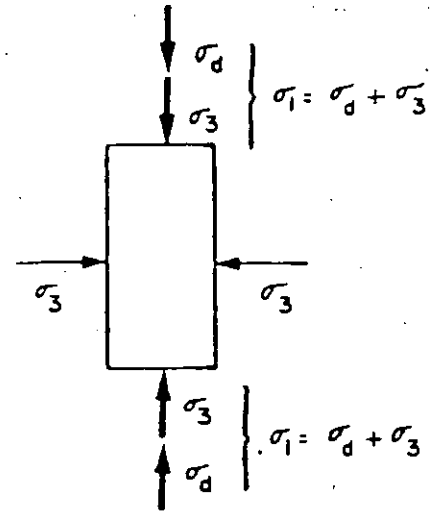
- CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
- NORMALIZACION METODO DE ENSAYE
- VARIABILIDAD MATERIALES Y DISPERSION RESULTADOS ENSAYE.

PRINCIPALES PROPIEDADES DE UN SUELO

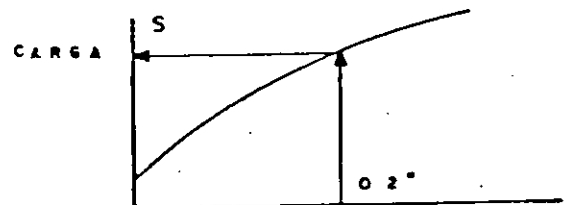
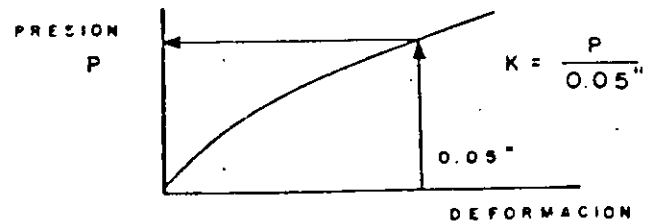
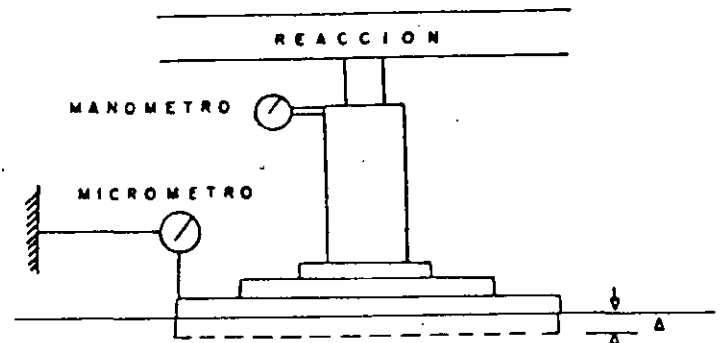
- 1 ESTABILIDAD VOLUMETRICA
- 2 RESISTENCIA MECANICA
- 3 PERMEABILIDAD
- 4 DURABILIDAD
- 5 COMPRESIBILIDAD



$$CBR = \frac{P_{0.1''}}{1360 \text{ Kg.}} \times 100$$



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v}\right) 100$$



DEFORMACION PROMEDIO PARA 10 REPETICIONES

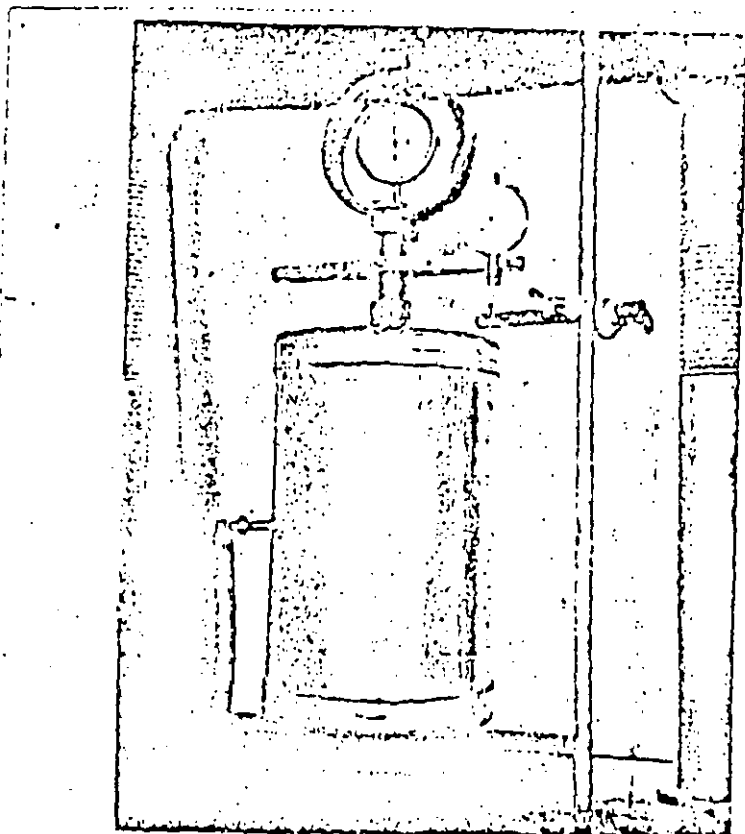


Figure 8.6. Texas triaxial cell.

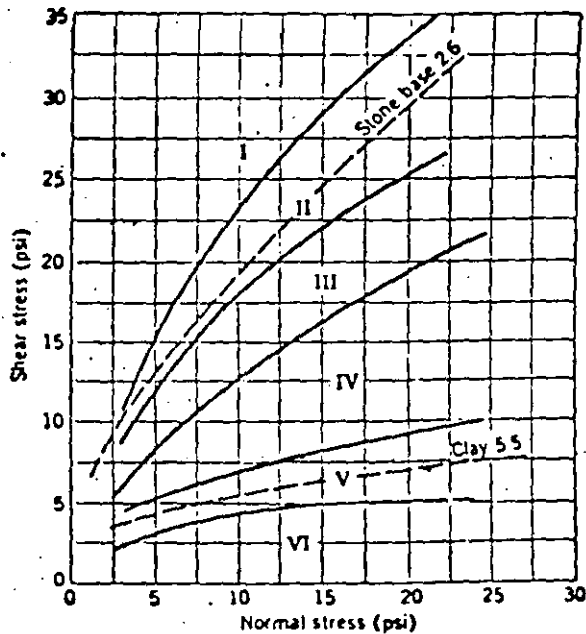
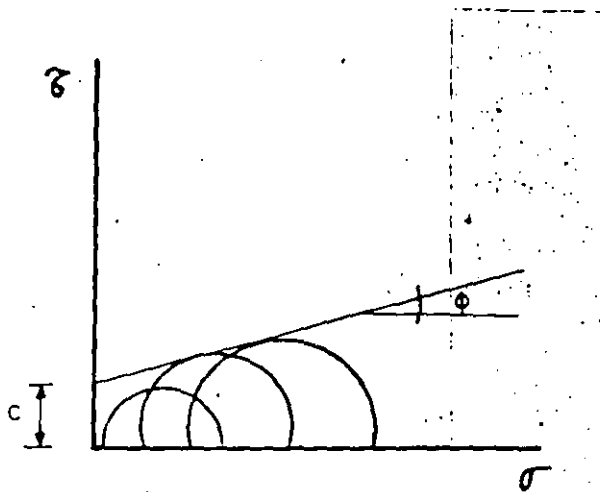
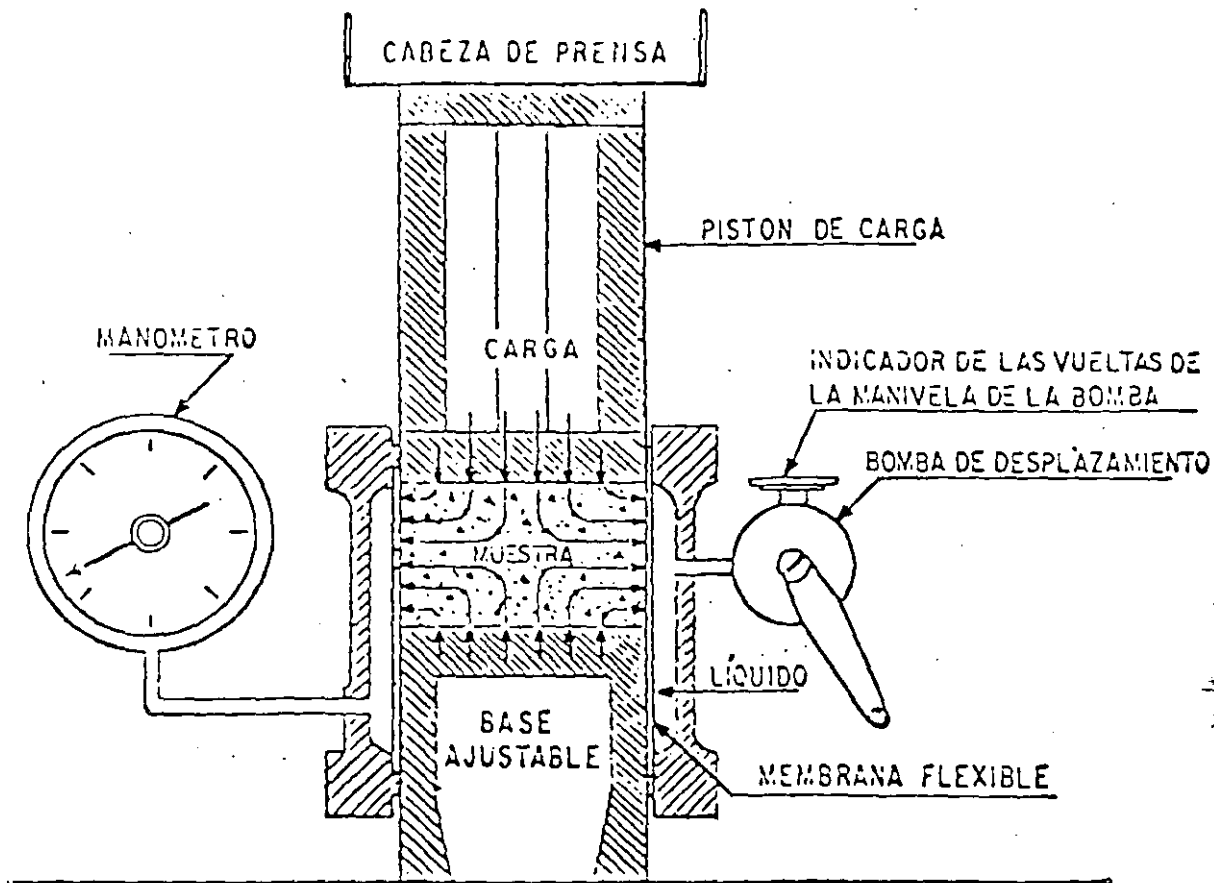


Figure 15.5. Texas classification chart. (From McDowell, Highway Research Board, Research Report 10-B.)

ESTABILOMETRO



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v} \right) 100$$

$$T = K \frac{P \sqrt{A} \text{ Logr}}{\sqrt[5]{c}} \left(\frac{P_h}{P_v} = 0.1 \right)$$

En donde:

T = espesor del pavimento

k = constante (0.0175)

P = presión de inflado de las llantas

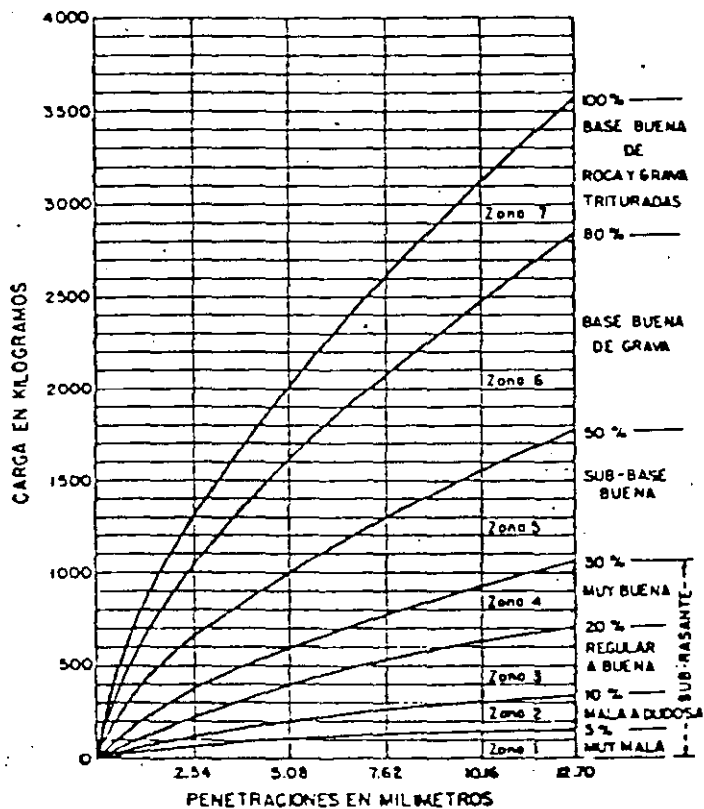
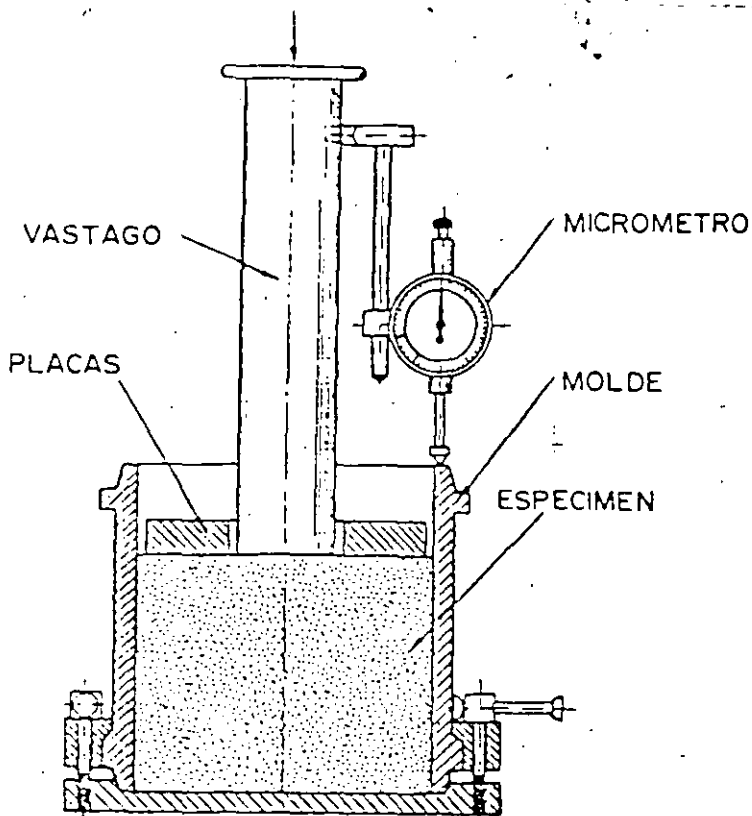
A = área de contacto

r = número de repeticiones de esfuerzos

c = Valor del cohesiómetro.

P_h = presión horizontal transmitida

P_v = presión vertical aplicada (160 psi)



FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA SUBBASES
ESTABILIZADAS

M A T E R I A L	FACTOR DE EQUIVALENCIA
CARPETA ASFALTICA	1.7-2.3
BASE ASFALTICA	1.7-2.3
BASE TRATADA CON CEMENTO	1.6-2.3
BASE UTILIZANDO SUELO CEMENTO	1.5-2.0
BASE CON AGREGADOS TRITURADOS	1.4-2.0
CAPA DE SUBBASE	1.0

FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA BASES
ESTABILIZADAS

M A T E R I A L	FACTOR DE EQUIVALENCIA
CARPETA ASFALTICA	1.2-1.6
BASE ASFALTICA	1.2-1.6
BASE TRATADA CON CEMENTO	1.2-1.6
BASE CON AGREGADOS TRITURADOS	1.0

70-1

PRUEBAS DE CAMPO

- C B R
- PRUEBAS DE PLACA
- VIGA BENKELMAN
- PRUEBAS VIBRATORIAS TIPO DYNAFLECT

PRUEBAS DE LABORATORIO (ELASTICAS)

- MODULO COMPLEJO (DINAMICO)
- MODULO DE RESILIENCIA
- RIGIDEZ A LA FLEXION
- TENSION INDIRECTA (ESTATICA O DINAMICA)
- MODULO DE RIGIDEZ (EMPIRICO)

PRUEBAS DE LABORATORIO (VISCOELASTICAS)

- FLUJO PLASTICO (CREEP)
- RELAJACION
- MODULO COMPLEJO

MATERIALES PARA TERRACERIAS

40-2

TIPO	ACOMODO	CUERPO DE TERRAPLEN	CAPA SUBRASANTE
FRAGMENTOS GRANDES MEDIANOS CHICOS	CON TRACTOR Y/O EQUIPO CONSTRUCCION	PUEDEN USARSE ACOMODADOS POR CAPAS, DEL ESPESOR MINI MO COMPATIBLE CON EL TAMA ÑO MAXIMO.	NO DEBEN USARSE.
SUELOS GRAVAS ARENAS ML CL OL MH ₁ CH ₁ FINOS OH ₁	COMPACTADOS CON EL EQUIPO ESPECIFICO	GRADO DE COMPACTACION 90% AASHTO - T - 99 AASHTO - T - 180	GRADO DE COMPAC TACION 95% NO DEBEN USARSE CUANDO CBR 5% Y EXPANSION 5% NO DEBEN USARSE EN AEROPISTAS.
MH ₂ CH ₂ OH ₂ Pt		NO DEBEN USARSE	NO DEBEN USARSE

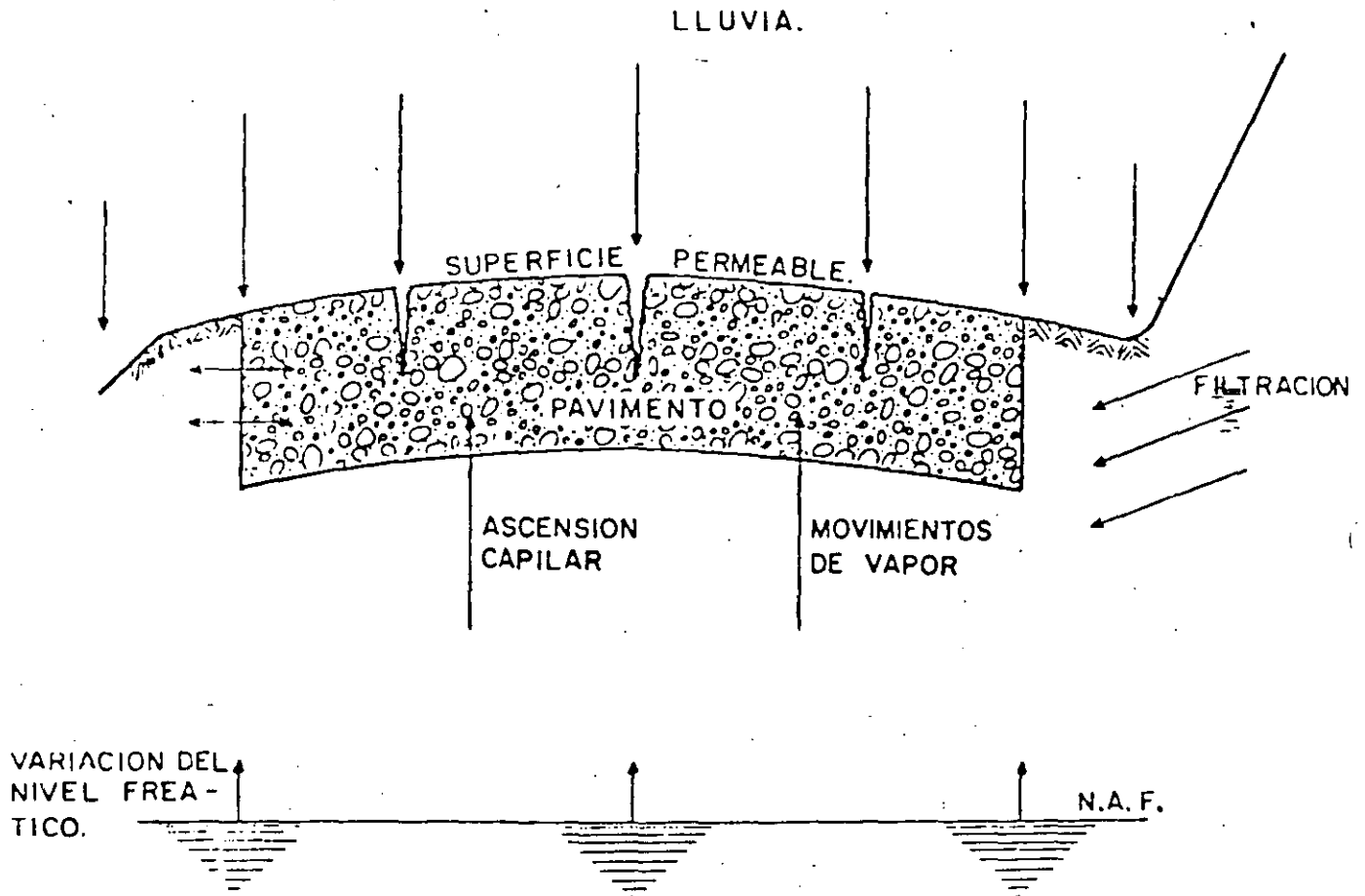
40-3

CATEGORIA DE SUBRASANTE

CATEGORIA	MATERIAL	CBR %	K lb/pulg ³
MUY BUENA	GW, GP, GM, GC SW, SP, SM, SC.	>10	>200
BUENA	ML, CL, OL	6 A 10	150 A 200
MALA	MH, CH, OH	3 A 6	100 A 150

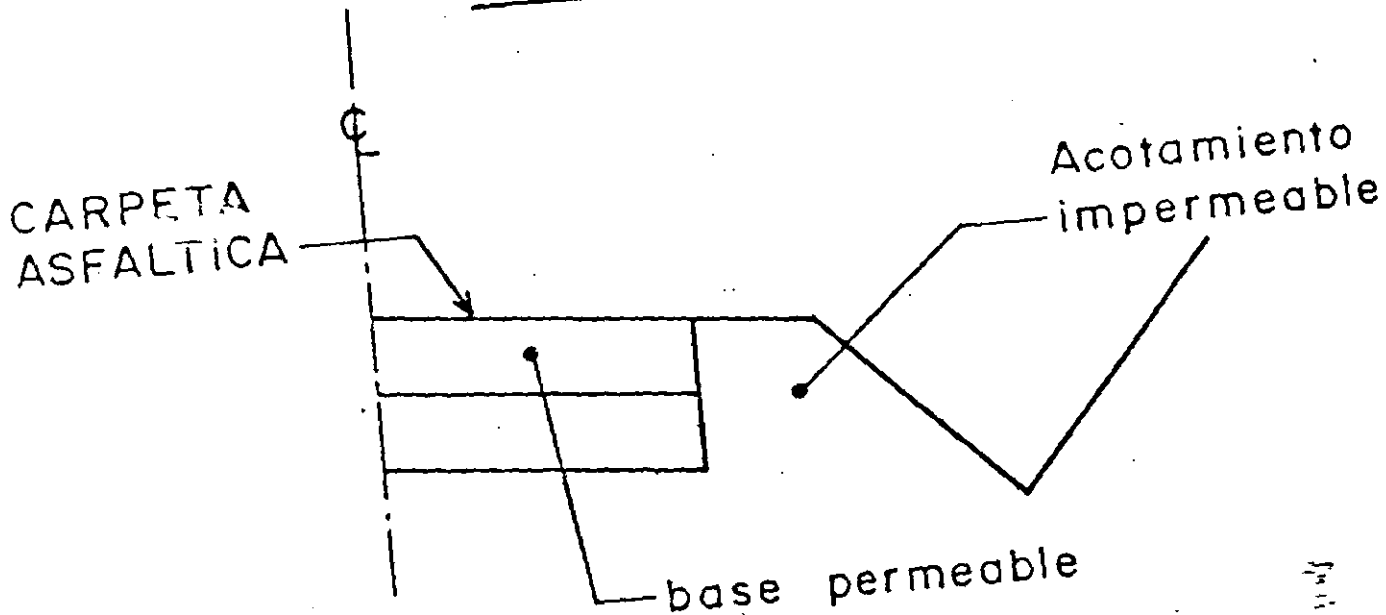
MECANISMOS CON QUE EL AGUA ACTUA
SOBRE TERRACERIAS Y PAVIMENTO.

- 1.- EROSION
- 2.- TUBIFICACION
- 3.- VARIACIONES VOLUMETRICAS
EXPANSION
CONTRACCION
- 4.- FUERZAS DE FILTRACION
- 5.- REDUCCION DE LA RESISTENCIA
AL ESFUERZO CORTANTE.
- 6.- DISOLUCION
- 7.- ACUAPLANEO Y DERRAPAMIENTO
- 8.- ESFUERZOS ADICIONALES SOBRE ESTRUCTURAS

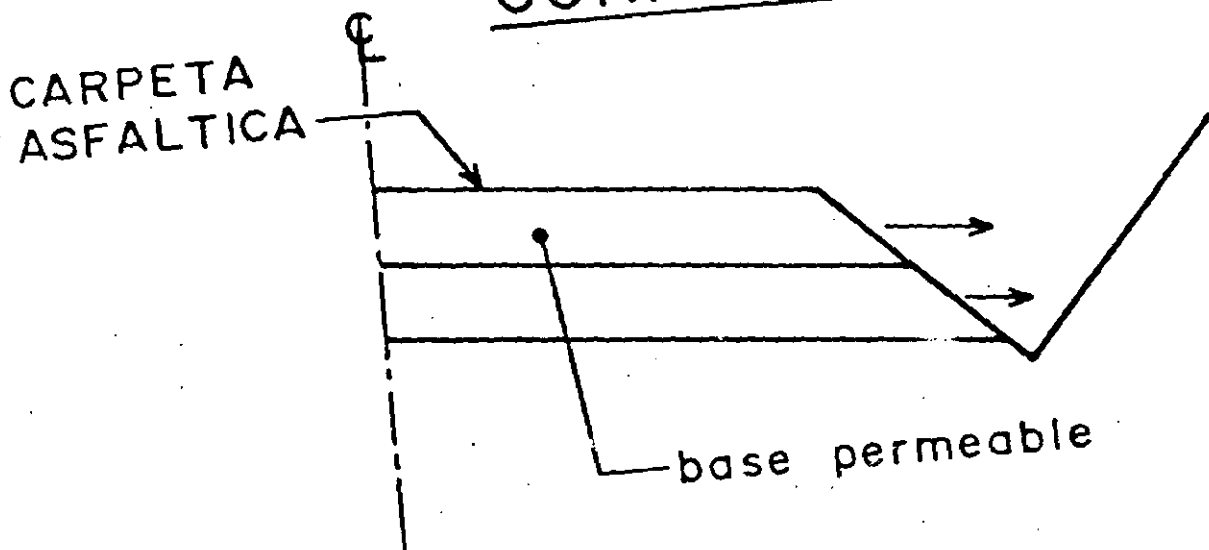


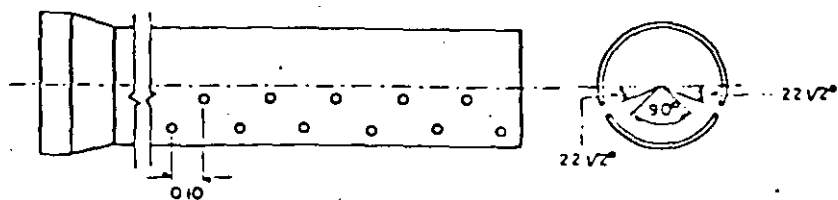
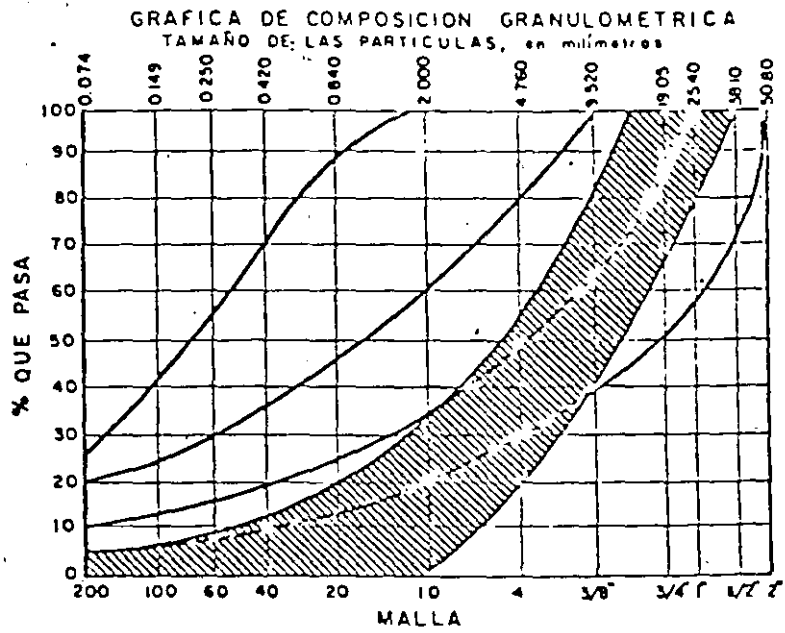
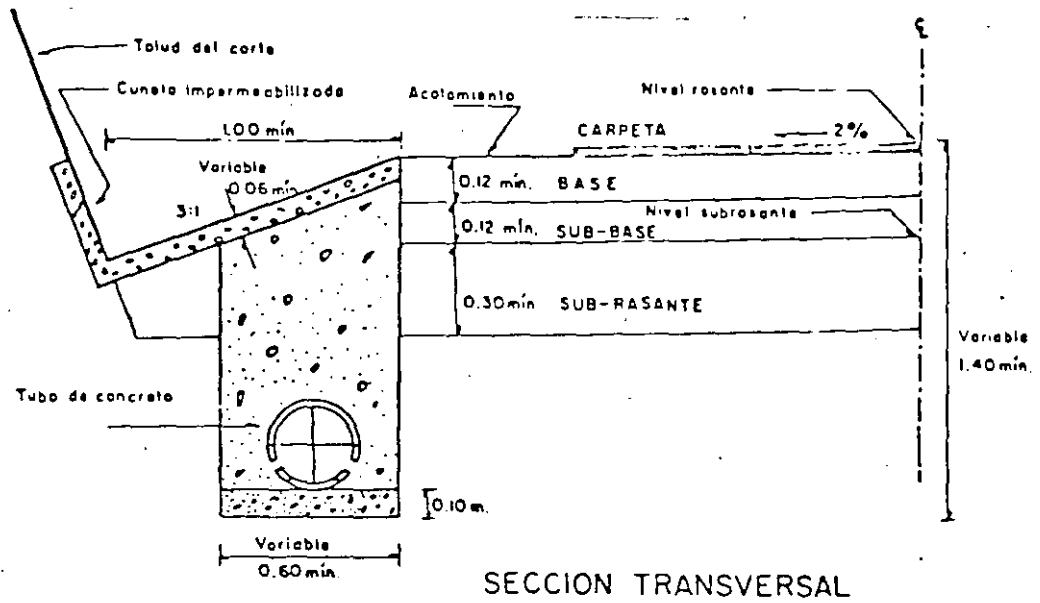
FORMAS EN QUE PUEDE ENTRAR EL AGUA AL PAVIMENTO.

INCORRECTO



CORRECTO





METODOS DE SOLUCION DE
DRENAJE SUPERFICIAL

CORTES

- CUNETAS
- CONTRACUNETAS

TERRAPLENES

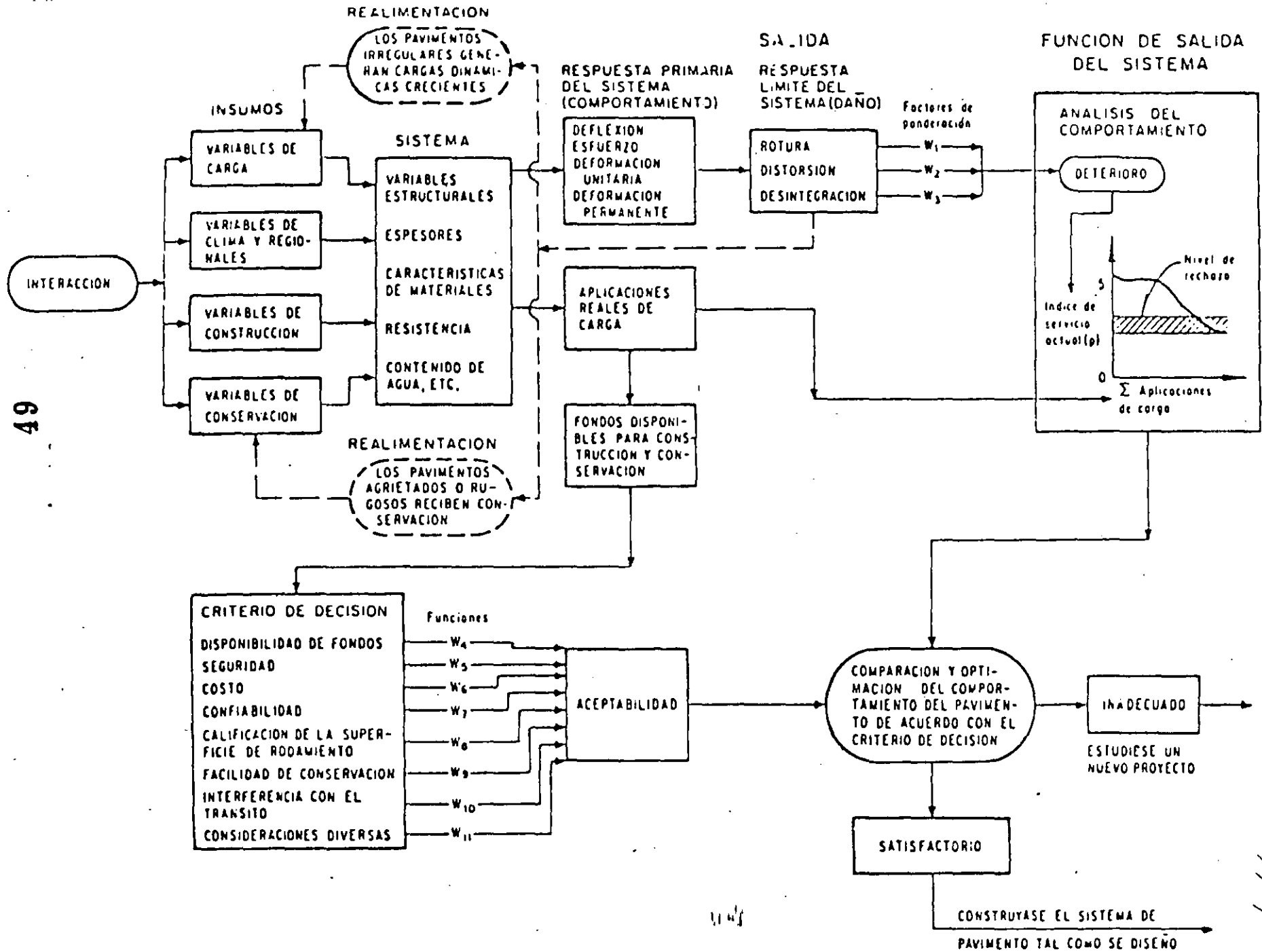
- ALCANTARILLAS
- LAVADEROS
- BORDILLOS

AREAS DE ESTACIONA
MIENTO Y CALLES

- DRENES
- ATARJEAS Y COLADERAS PL

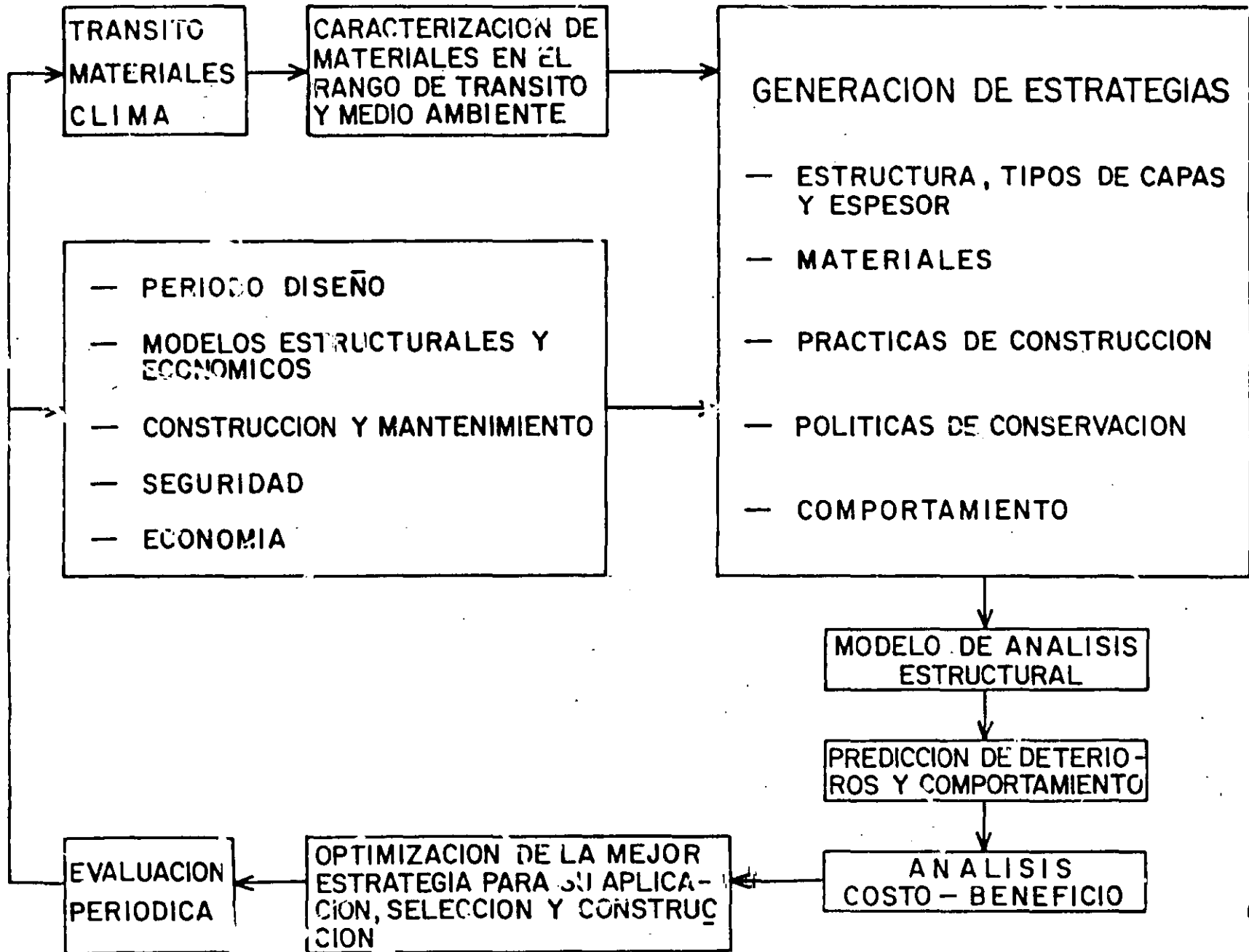
METODOS DE SUBDRENAJE

<u>METODO</u>	<u>A P L I C A C I O N E N</u>		
	<u>TERRAPLEN</u>	<u>CORTE</u>	<u>PAVIMENTO</u>
1.- REMOCION DE MATERIAL Y CONSTRUCCION CAPA PERMEABLE	x		
2.- TRINCHERAS ESTABILIZADORAS	x		
3.- SUBDREN TRANSVERSAL DE PENETRACION.	x	x	
4.- POZOS DE ALIVIO	x		
5.- SUBDRENES Y CAPAS PERMEABLES		x	x



4-176

SISTEMA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS



GENERACION DE ALTERNATIVAS EN LAS ESTRATEGIAS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS

ES COMUN QUE EN LA PRACTICA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS SE CONSIDERE COMO LA SELECCION DE LA ESTRUCTURA Y ESPESORES. SE REQUIERE INTRODUCIR ADEMAS, TIPOS DE MATERIALES, POLITICAS ESPERADAS DE CONSTRUCCION, MANTENIMIENTO, REHABILITACION Y EVALUACION DE COMPORTAMIENTO. USAR ESTRATEGIA DE DISEÑO PARA DESCRIBIR UNA ALTERNATIVA DE DISEÑO DE PAVIMENTO. (VER CUADRO)

11

ALTERNATIVAS DE SECCIONES ESTRUCTURALES

LOS TIPOS DE PAVIMENTOS CONSIDERADOS PARA CUALQUIER SITUACION DE DISEÑO DEBERIAN INCLUIR TANTO PAVIMENTO RIGIDO COMO FLEXIBLE Y PARA COMPUESTOS CON CAPAS ESTABILIZADAS. NORMALMENTE SIN EMBARGO SOLO UN TIPO ES CONSIDERADO, DEBIDO A: 1) PREFERENCIA PERSONAL DEL DISEÑADOR. 2) EXPERIENCIA PREVIA EXITOSA CON UN TIPO PARTICULAR DE PAVIMENTO. 3) FALTA DE MEDIOS ADECUADOS PARA EJECUTAR COMPARACIONES.

- EJEMPLOS ALTERNATIVOS:
- A.- CARPETA CONCRETO ASFALTICO
 - B.- BASE GRANULAR
 - C.- BASE TRATADA CON ASFALTO
 - D.- SUB-BASE GRANULAR

ANALISIS DE ALTERNATIVAS DE ESTRATEGIA DE DISEÑO

PREDICCIÓN DE DETERIOROS

47

PRINCIPALES TIPOS DE DETERIOROS

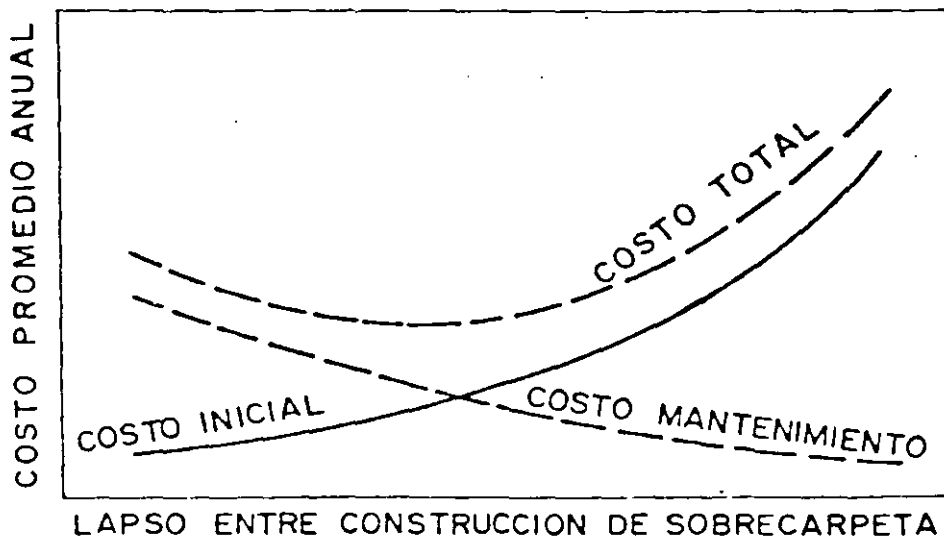
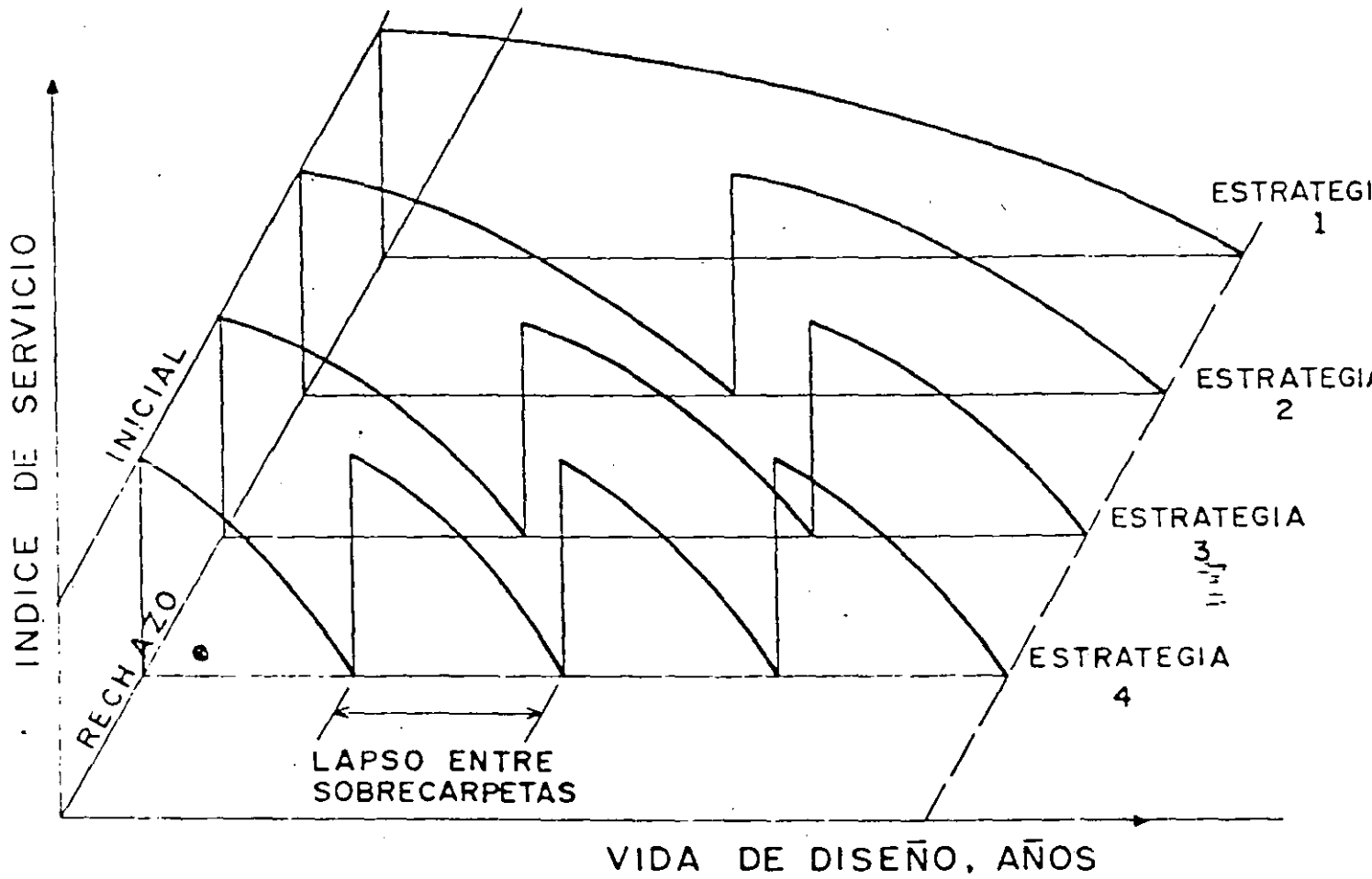
- 1 - AGRIETAMIENTOS ASOCIADOS CON CARGAS
- 2 - DEFORMACION PERMANENTE ASOCIADA CON CARGAS (RUTTING)
- 3 - GRIETAS DE CONTRACCION ASOCIADAS A BAJAS TEMPERATURAS
- 4 - DISTORSIONES NO ASOCIADAS CON CARGAS (USUALMENTE RELACIONADAS CON ASENTAMIENTOS O MOVIMIENTOS EN LA CIMENTACION, --- ACCION DE LEVANTAMIENTO POR CONGELAMIENTO)
- 5 - AGRIETAMIENTOS NO ASOCIADOS A CARGAS (MOVIMIENTO EN TERRENO DE CIMENTACION, LEVANTAMIENTOS DIFERENCIALES POR ACCION HELADAS)
- 6 - DESINTEGRACION
- 7 - INTERACCION DE TODOS LOS ANTERIORES
- 8 - BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

LOS TRES PRIMEROS PUEDEN SER PREVISIBLES Y EN CIERTO GRADO PREVENIRSE.

LOS TRES SIGUIENTES NO SON USUALMENTE TRATADOS COMO PROBLEMAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO EN SI, MAS BIEN SE CONSIDERA QUE UN DISEÑO ADECUADO DE LA SUBRASANTE Y CONSTRUCCION APROPIADA, CORRECTO SUBDRENAJE, MATERIALES SELECTOS, ETC, PUEDEN CONTROLARLOS.

LA INTERACCION DE TODOS ELLOS NO ES POSIBLE PREDECIRLA CONFIABLEMENTE.

ANALISIS DE ESTRATEGIAS



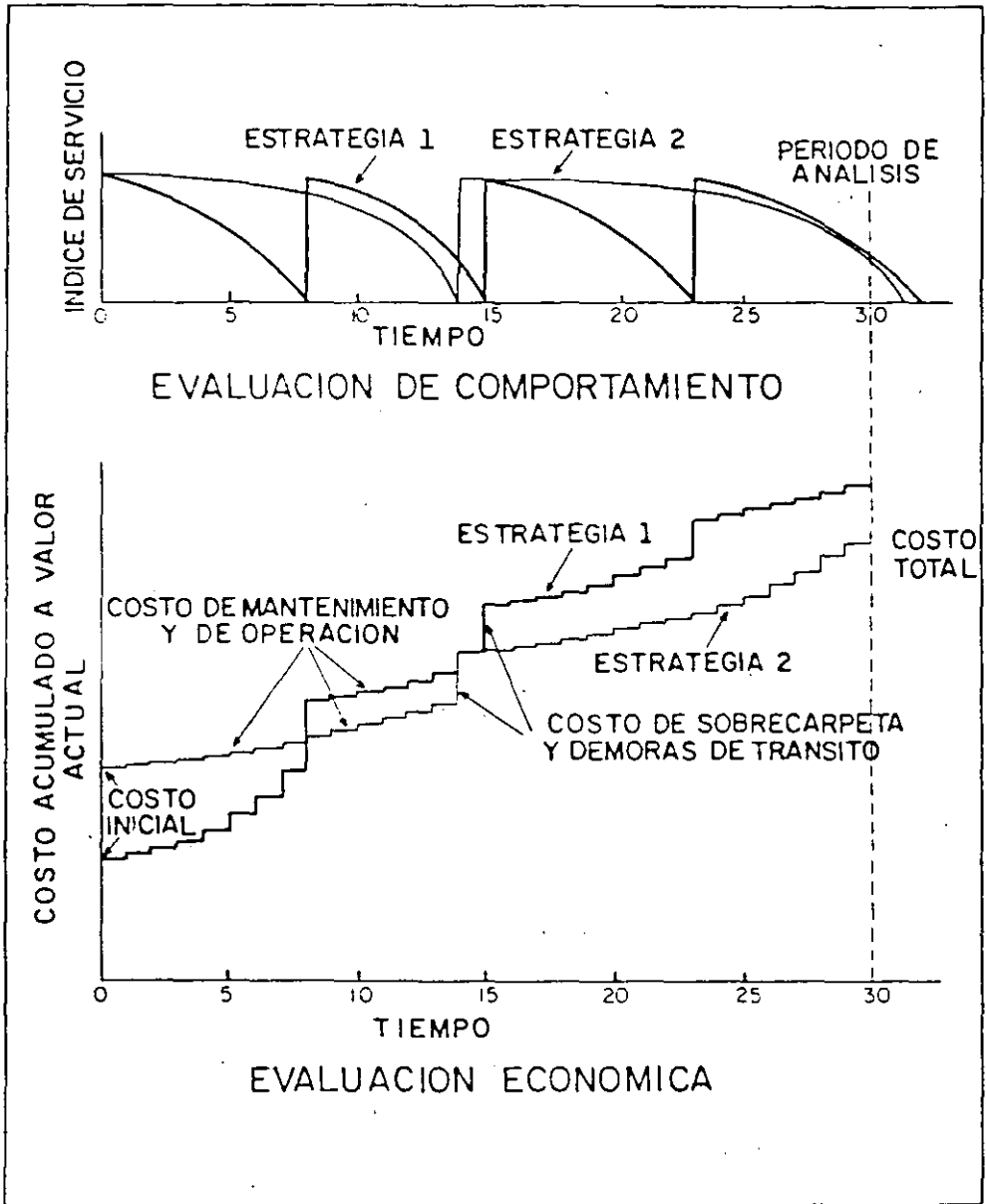


Fig. 1

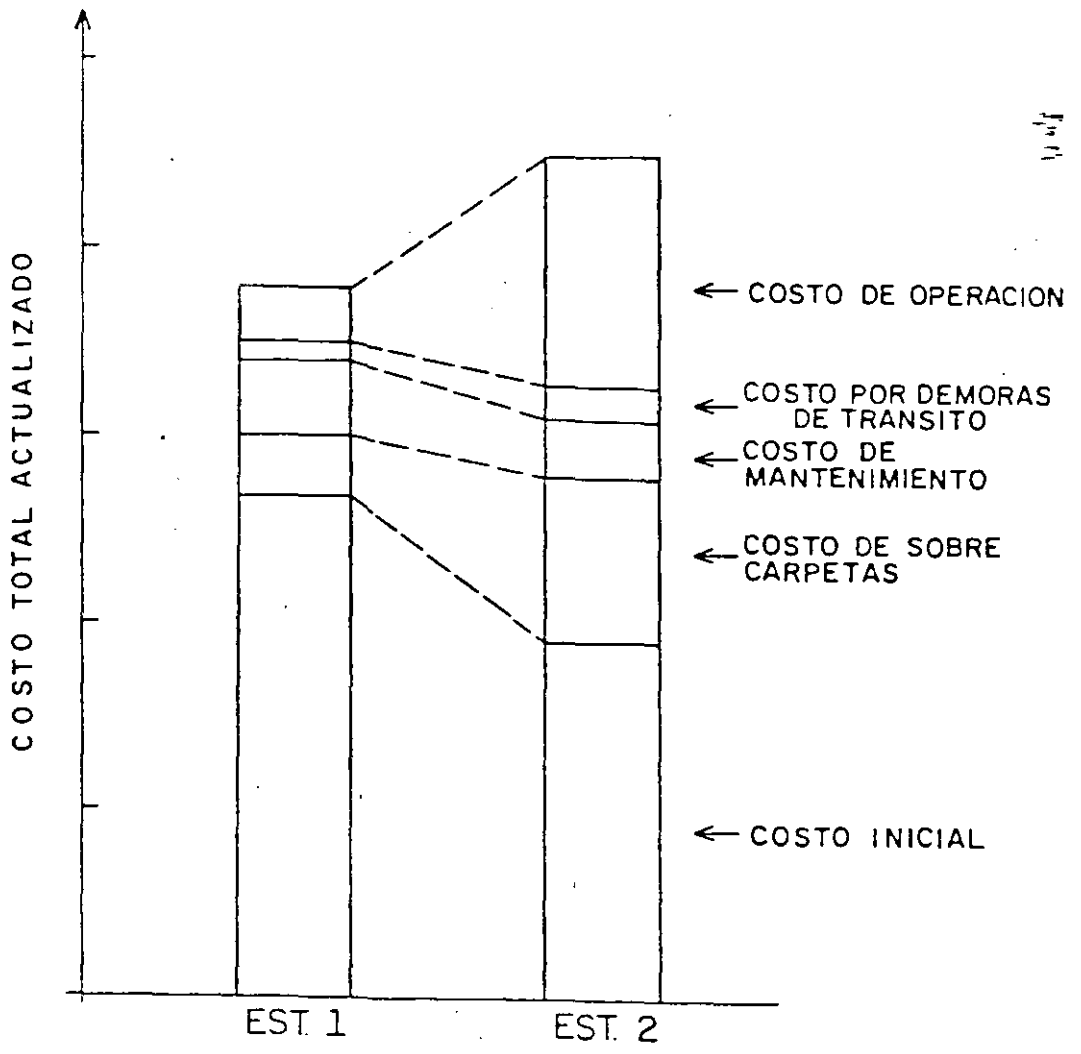
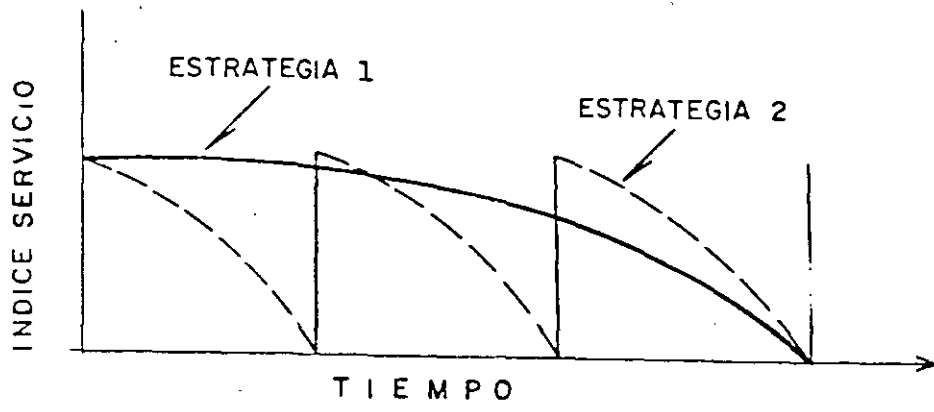


Fig. 1

1.- FASES DEL PROYECTO

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS
- NORMAS DE CALIDAD Y FUENTES DE APROVISIONAMIENTO DE MATERIALES
- NORMAS DE CONSTRUCCION
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO

2.- QUE DEBEMOS HACER:

- EXPLORACION Y MUESTREO A LO LARGO DE LA RUTA
- ENSAYES DE LABORATORIO
- ESTUDIOS ESPECIFICOS
 - ANALISIS DE TRANSITO
 - CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
 - RECURSOS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES

3.- QUE DEBEMOS TENER:

- BUEN CONOCIMIENTO DE LOS DIFERENTES FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO
- CIERTO DOMINIO DE VARIOS DE LOS PRINCIPALES METODOS DESARROLLADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS
- FAMILIARIDAD CON LAS NORMAS QUE REGULAN LA CALIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES
- EXPERIENCIA Y BUEN JUICIO

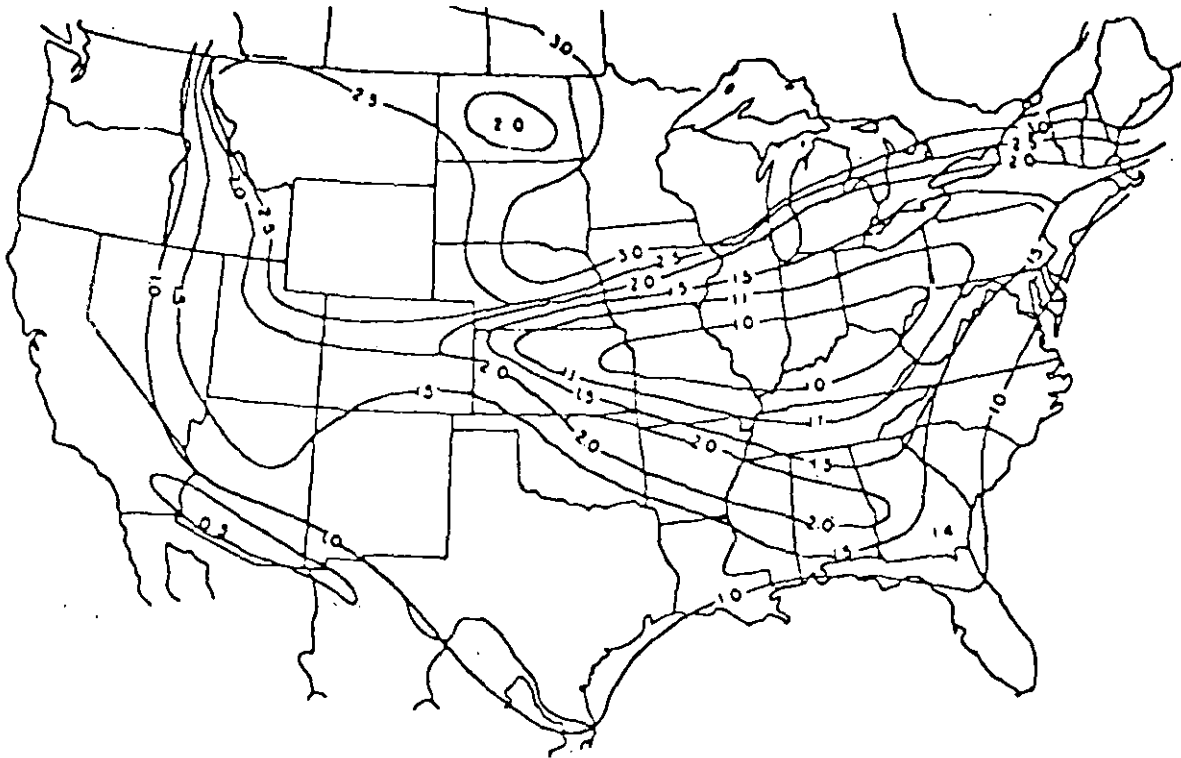


Fig. Curvas de igual factor regional en los E.E.U.U., según la AASHTO (1972)

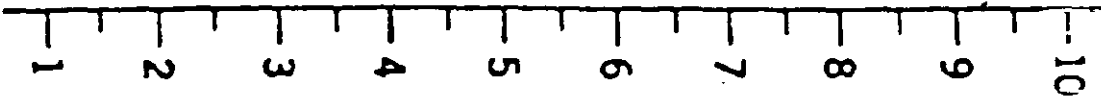
TABLA COEFICIENTES ESTRUCTURALES PROPUESTOS POR LA AASHTO 1986

CAPA CONSTITUTIVA DEL PAVIMENTO	COEFICIENTE ESTRUCTURAL	
	(SI)	(SMD)
<u>Carpeta asfáltica</u>		
Concreto asfáltico	0.42-0.44	0.16-0.17
Mezcla en el lugar	0.20-0.25	0.08-0.10
<u>Base</u>		
Grava triturada	0.13-0.14	0.05-0.055
Grava arenosa	0.07-0.10	0.03-0.04
Tratada con cal	0.15-0.30	0.06-0.12
Tratada con asfalto:		
de graduación gruesa	0.25-0.30	0.10-0.12
arena asfalto	0.15-0.20	0.06-0.08
Tratada con cemento		
f'c > 46 kg/cm ²	0.23	0.09
> 28 y < 46 kg/cm ²	0.20	0.08
< 28 kg/cm ²	0.15	0.05
<u>Sub-base</u>	0.12-0.11	0.04-0.05

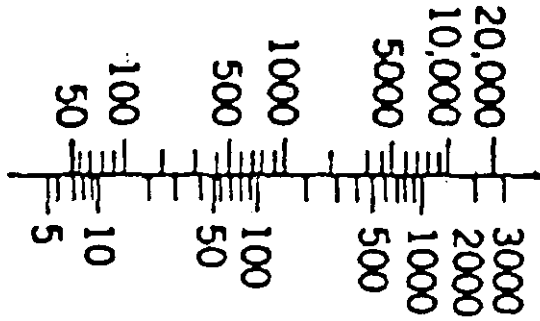
COEFICIENTES (a) PROPUESTOS POR EL
COMITE DE DISEÑO DE AASHO

COMPONENTE	COEFICIENTE
<u>CARPETA</u>	
MEZCLA EN EL LUGAR (BAJO ESTABILIDAD)	0.20
MEZCLA EN PLANTA (ALTA ESTABILIDAD)	0.44 *
<u>BASE</u>	
GRAVA ARENOSA	0.07
ROCA TRITURADA	0.14 *
<u>SUB-BASE</u>	
GRAVA ARENOSA	0.11 *
ARENA O ARCILLA ARENOSA	0.05-0.10

S, Soil support value

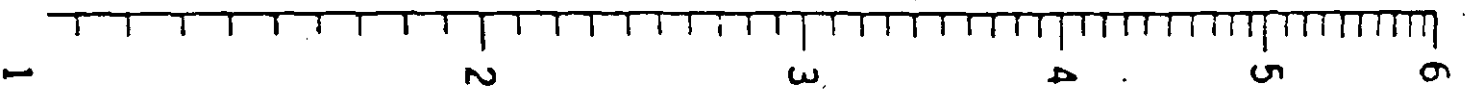


Total equivalent 18-kip single-axle load applications, thousands

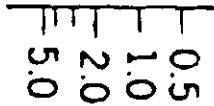


Daily equivalent 18-kip single-axle load applications (20 year analysis period)

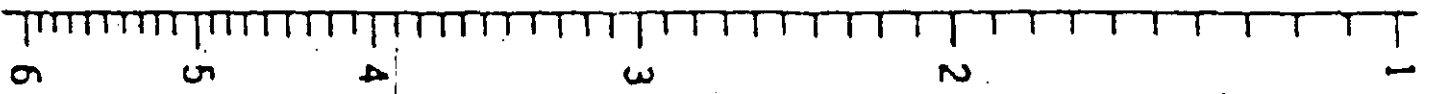
SN, structural number



R, Regional factor



SN, weighted structural number



Design chart for flexible pavements, $P_f = 2.5$

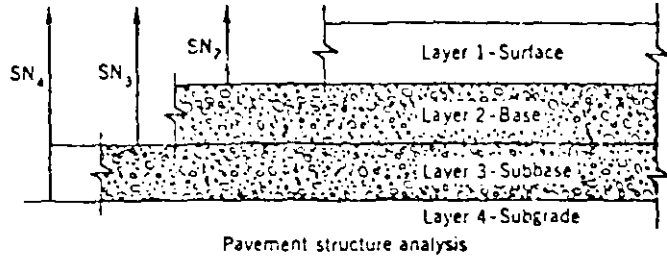
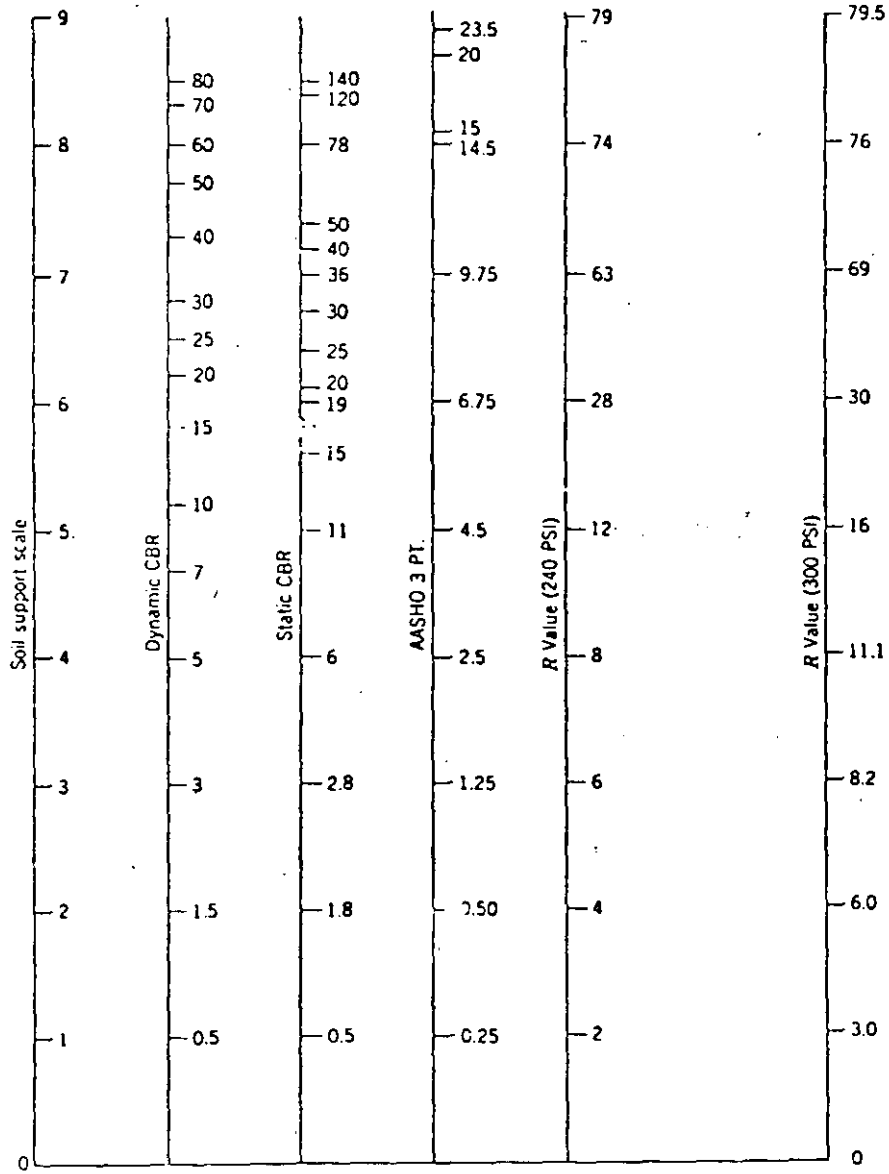
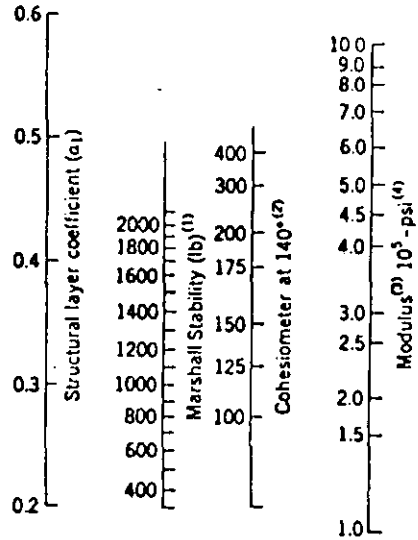


Figure 15.4. Alternate procedure for determining flexible-pavement layer thicknesses. (From AASHTO Interim Guide, 1972.)



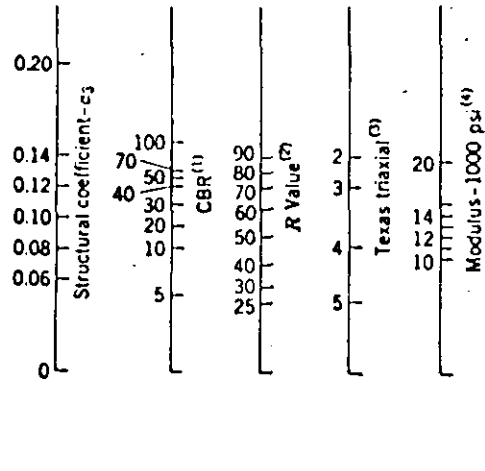
53

Figure 15.5. Soil support value correlations. (a) After Utah State Highway Department and (b) from Van Til et al., NCHRP 128.



- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from the Asphalt Institute, Illinois, Louisiana, New Mexico, and Wyoming.
- (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California and Texas.
- (3) Scale derived on this project.
- (4) Modulus at 88°F

(a)



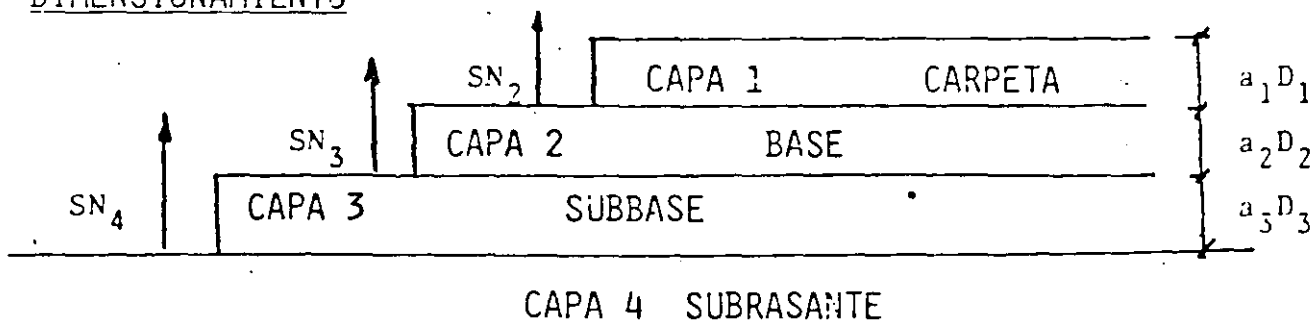
- (1) Scale derived from correlations from Illinois.
- (2) Scale derived from correlations obtained from the Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming.
- (3) Scale derived from correlations obtained from Texas.
- (4) Scale derived on this project.

(b)

DATOS

VALORES SOPORTE S

SUELO SUBRASANTE	3.0	(VRS = 3)
SUBBASE GRANULAR	6.0	(VRS = 20)
BASE GRANULAR	9.0	(VRS = 100)
MUERO DE EJES EQUIVALENTES PARA UN PERIODO DE 20 AÑOS	5.8×10^6	
COEFICIENTES ESTRUCTURALES (a)		
CONCRETO ASFALTICO, a_1	0.44	
BASE, a_2	0.14	
SUBBASE, a_3	0.11	
FACTOR REGIONAL, R	1.5	
NIVEL DE REHAZO	2.5	

DIMENSIONAMIENTO

$$SN_4 = 5.4$$

$$SN_3 = 3.7$$

$$SN_2 = 2.5$$

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

ESPESORES MINIMOS

$$D_1^* \geq \frac{SN_2}{a_1} \geq \frac{2.5}{0.44} \geq 5.6 \text{ pulg} \rightarrow 6 \text{ pulg.}$$

$$SN_2^* = a_1 D_1^* = 0.44 \times 6 = 2.64 > 2.5$$

$$D_2^* \geq \frac{SN_3 - SN_2^*}{a_2} \geq \frac{3.7 - 2.64}{0.14} \geq 7.7 \text{ pulg} \rightarrow 8 \text{ pulg}$$

$$SN_3^* = 2.64 + 0.14 \times 8 = 2.64 + 1.12 = 3.76 > 3.7$$

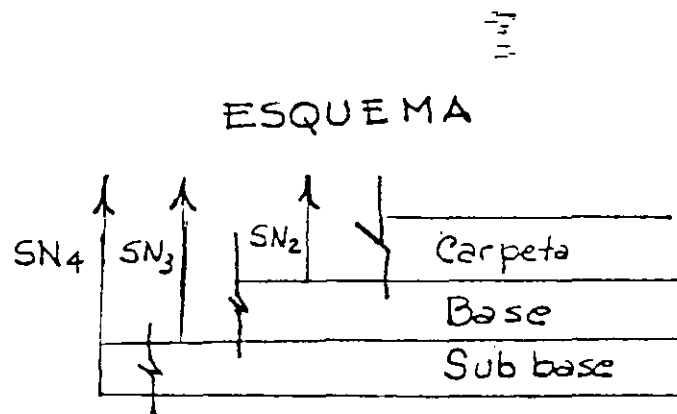
$$D_3^* \geq \frac{SN_4 - SN_3^*}{a_3} \geq \frac{5.4 - 3.76}{0.11} \geq 14.9 \rightarrow 15 \text{ pulg}$$

EJEMPLOS DE APLICACION DEL METODO AASHO

Caso 1. Determinar el espesor requerido de la estructura del pavimento para una vida de servicio inicial dada.

Datos:

Valor de soporte, S	
- Subrasante	3.0
- Sub base	6.0
- Base	9.0
EWL ₁₈ para 20 años	5.8×10^6
Diario	800
Coefficientes, a	1
- Concreto asfáltico, a ₁	0.44
- Base, a ₂	0.14
- Sub base, a ₃	0.11
- Factor regional R	1.50
- Índice de servicio	2.50
final: 2.5	



SOLUCION: Usando nomograma se obtienen los valores de 5.40, 3.72 y 2.46 para SN₄, SN₃, y SN₂ sobre subrasante, sub base y base respectivamente

Los espesores mínimos requeridos para la carpeta (D₁), base (D₂) y sub base (D₃) a partir del esquema mostrado

$$D_1 \geq \frac{SN_2}{a_1} \geq \frac{2.46}{0.44} \geq 5.6'' \text{ (redondea a } 6''); SN_2 = 2, D_1 = 0.44 \times 6 = 2.64$$

$$D_2 \geq \frac{SN_3 - SN_2}{a_2} \geq \frac{3.72 - 2.64}{0.14} \geq 7.7 (8''); SN_2 + SN_3 = 2.64 + 0.14 \times 8.0 = 3.76 \approx 3.72$$

$$D_3 \geq \frac{SN_4 - (SN_2 + SN_3)}{a_3} \geq \frac{5.40 - 3.76}{0.11} \geq 14.9 (15'')$$

DISEÑO FINAL DEL EJEMPLO:

Carpeta Asfáltica	: 6''
Base granular	: 8''
Sub base granular	: 15''
TOTAL	: 29''

Caso 2. Espesores alternativos de las capas

Carpeta 7, 5"

Base 7, 6"

Sub base 7, 12"

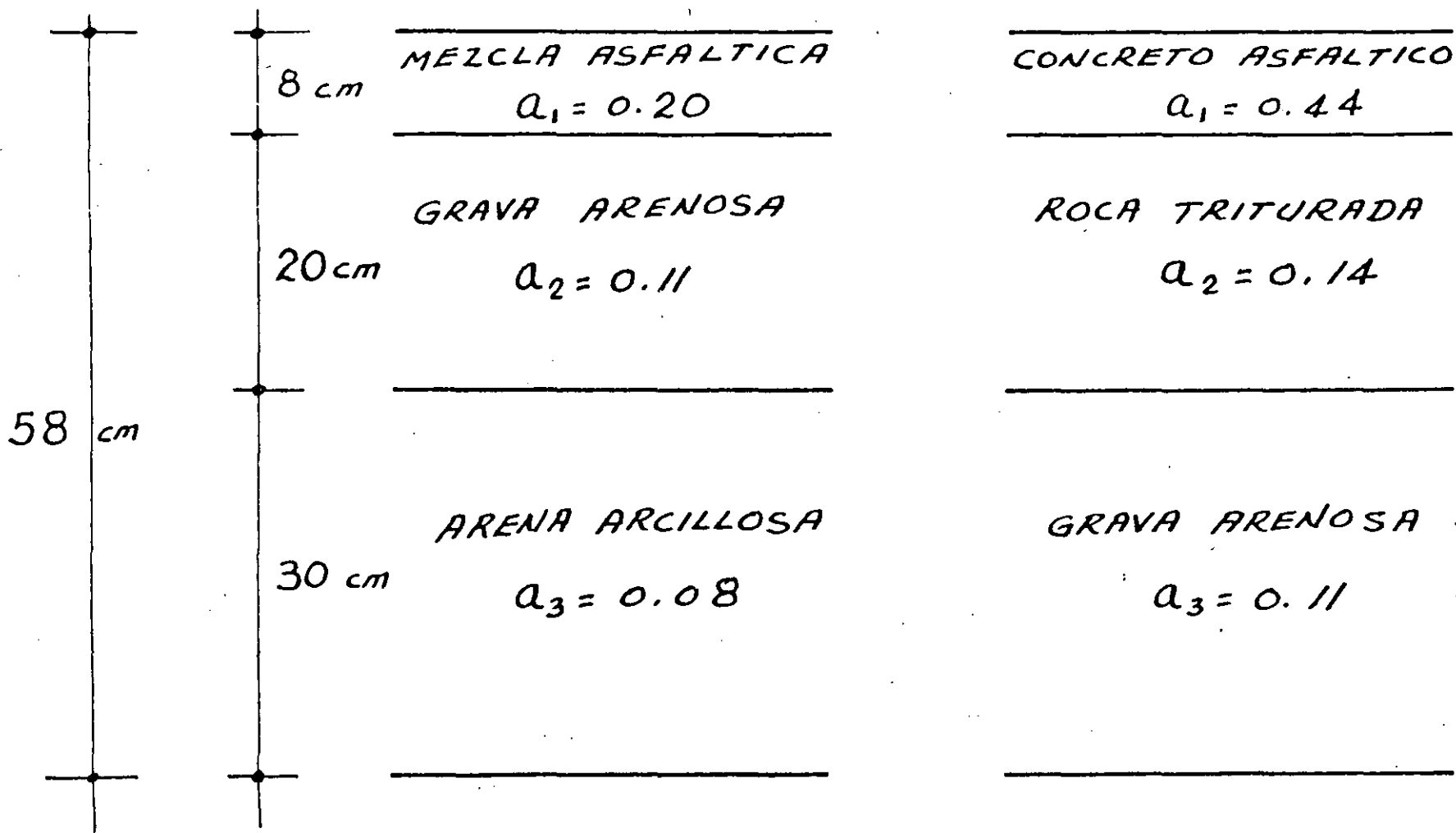
Dentro de las múltiples alternativas considerar las dos siguientes.

	Alternativa (1)	Alternativa (2)
Carpeta	5	5
Base	6	6
Sub base	12	18

Utilizando el nomograma con los mismos datos del ejemplo anterior resulta

	Alternativa 1	Alternativa 2
SN ₂	2.20	2.20
SN ₃	3.04	3.04
SN ₄	4.36	5.02
Ejes equivalentes totales	1.20×10^6	3.0×10^6
Vida de servicio (a 800 ejes, diarias)	4.1 años	10.3 años

Comentario: Si la vida de servicio inicial hubiese sido establecida digamos 8 años, la alternativa 1 debe rechazarse y la alternativa 2 como muchas otras, no calculadas, se consideraran como alternativas factibles y podrian figurar en la evaluación económica para elegir la mejor.



S.N. = 2.44

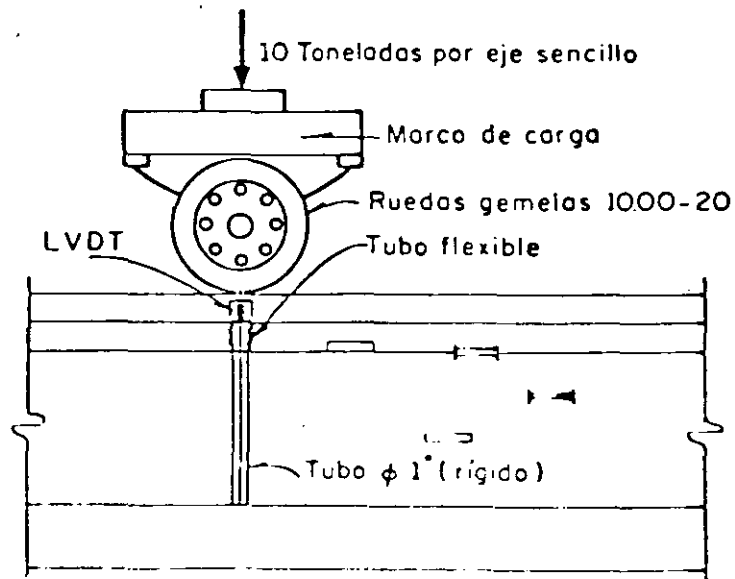
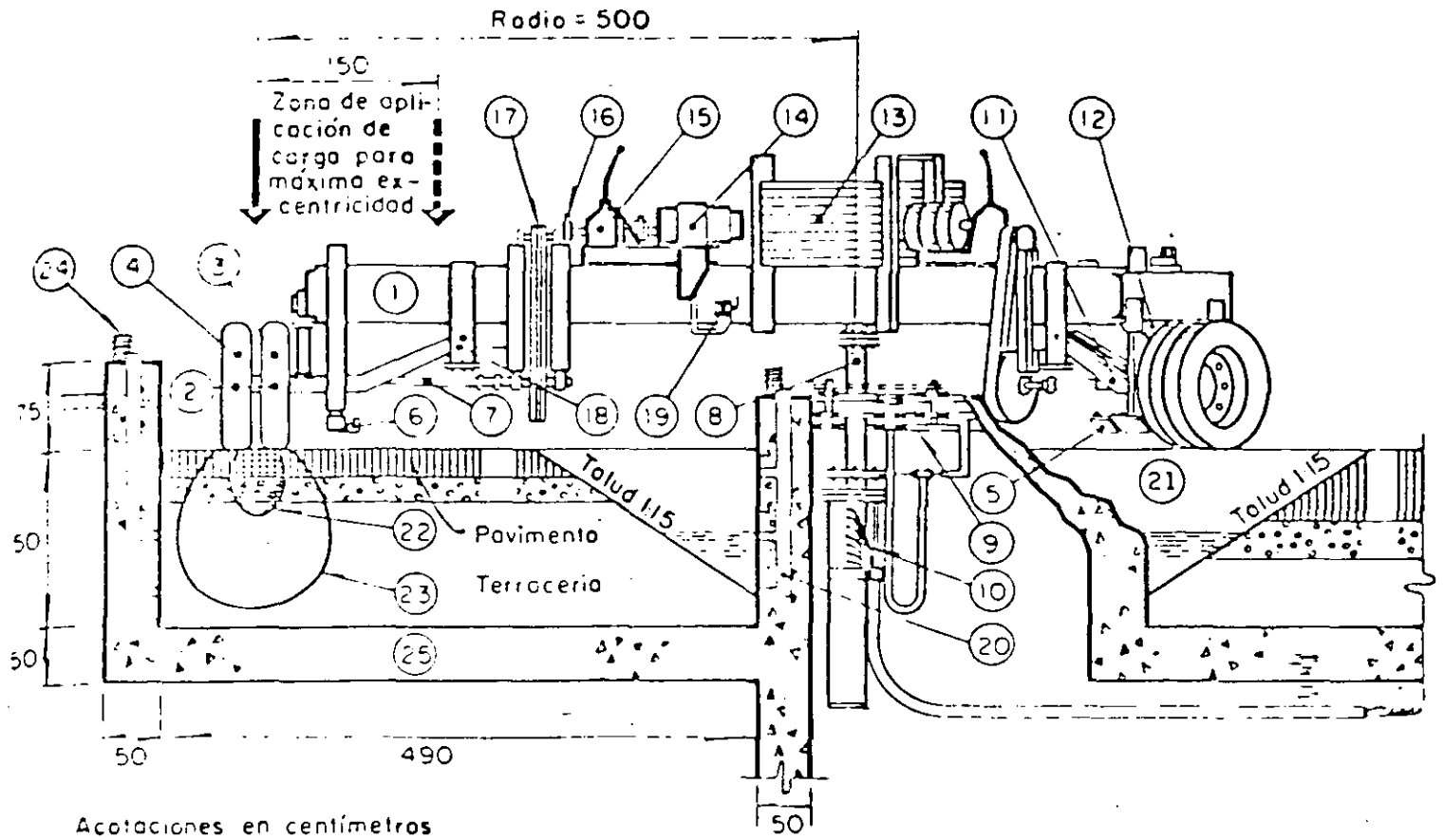
Espesor = 45 cm
(grava)

S.N. = 3.65

Espesor = 69 cm
(grava)

CARACTERISTICAS DEL METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA

- 1.- SECCION ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA RELATIVA UNIFORME.
- 2.- COMPORTAMIENTO A FATIGA DE LAS DIFERENTES CAPAS.
- 3.- CRITERIO DE FALLA FUNCIONAL, EN TERMINOS DE DEFORMACIONES PERMANENTES ACUMULADAS.
- 4.- COEFICIENTES DE DAÑO EN TERMINOS DE ESFUERZOS A DIFERENTES PROFUNDIDADES.
- 5.- TRATAMIENTO PROBABILISTICO PARA ESTABLECER NIVELES DE CONFIANZA RESPECTO A LA FALLA.



(---) Celdas SR-4
 (---) Celdas de presión

VARIABLES DE DISEÑO

- VALOR RELATIVO SOPORTE CRITICO ESPERADO EN EL LUGAR DURANTE LA VIDA DE SERVICIO.

$$(\widehat{VRS}_z)$$

- NUMERO DE APLICACIONES DE CARGA PRODUCIDAS POR EL TRANSITO (ΣL).
- NIVEL DE CONFIANZA (Q_u).

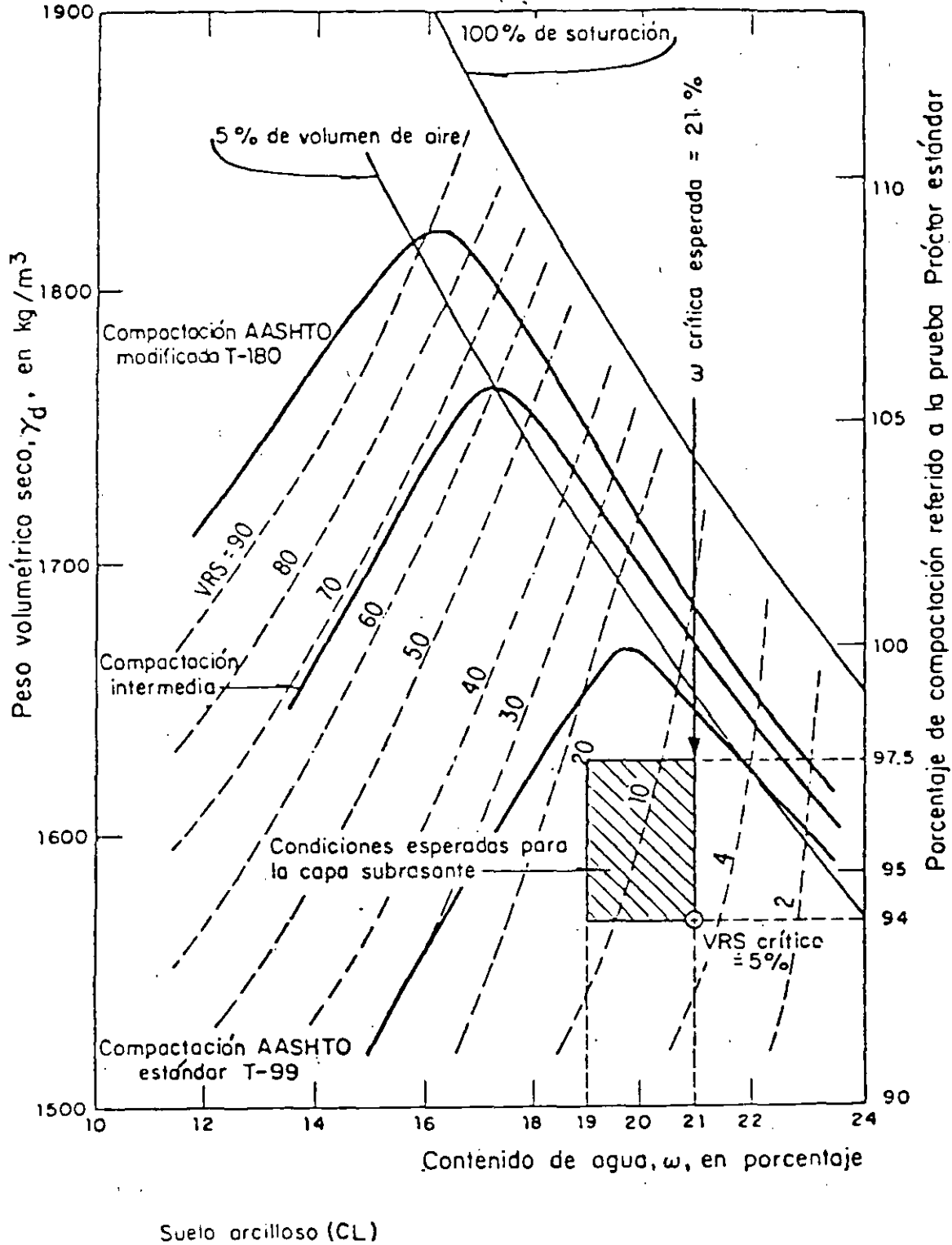
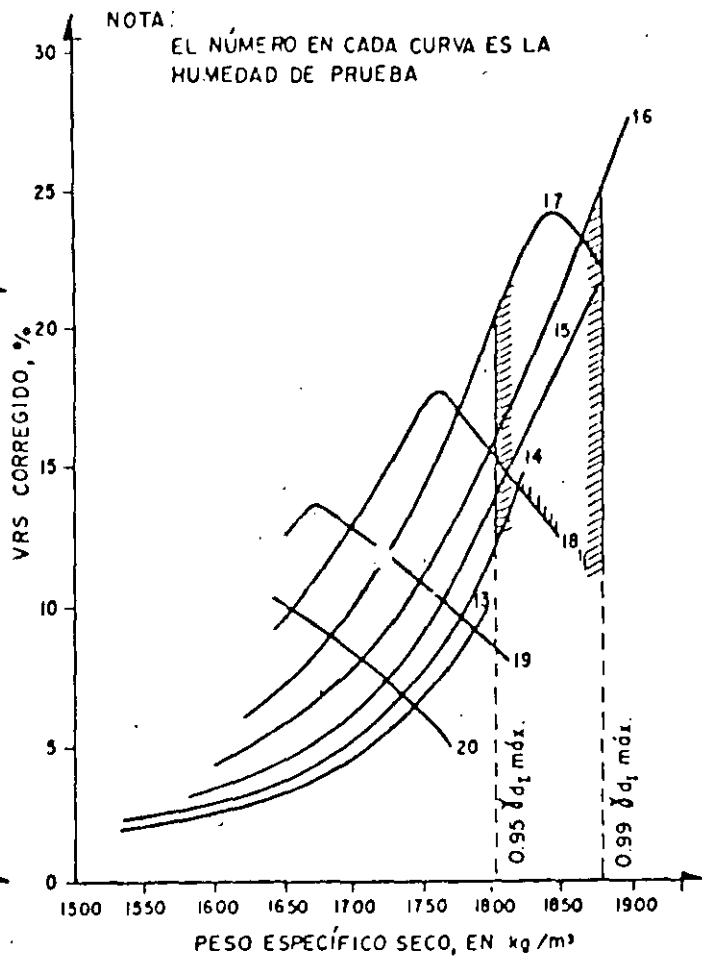
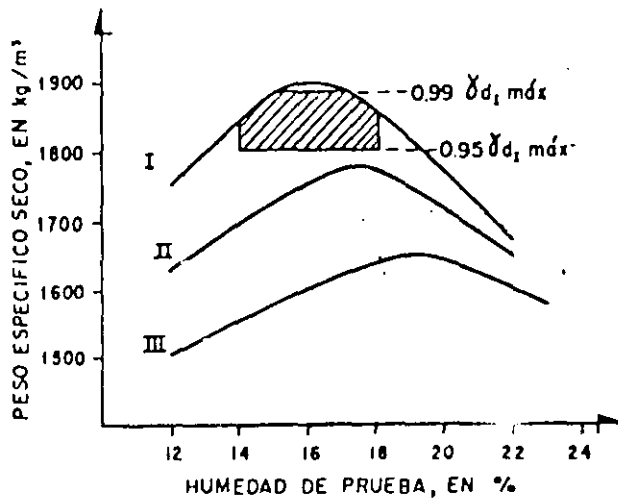
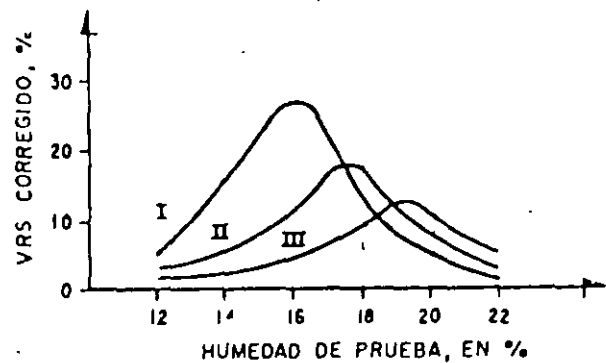


Fig 4. Ejemplo: relaciones peso volumétrico seco - contenido de agua - VRS, para un suelo arcilloso (ref 8)



METODO CUERPO DE INGENIEROS

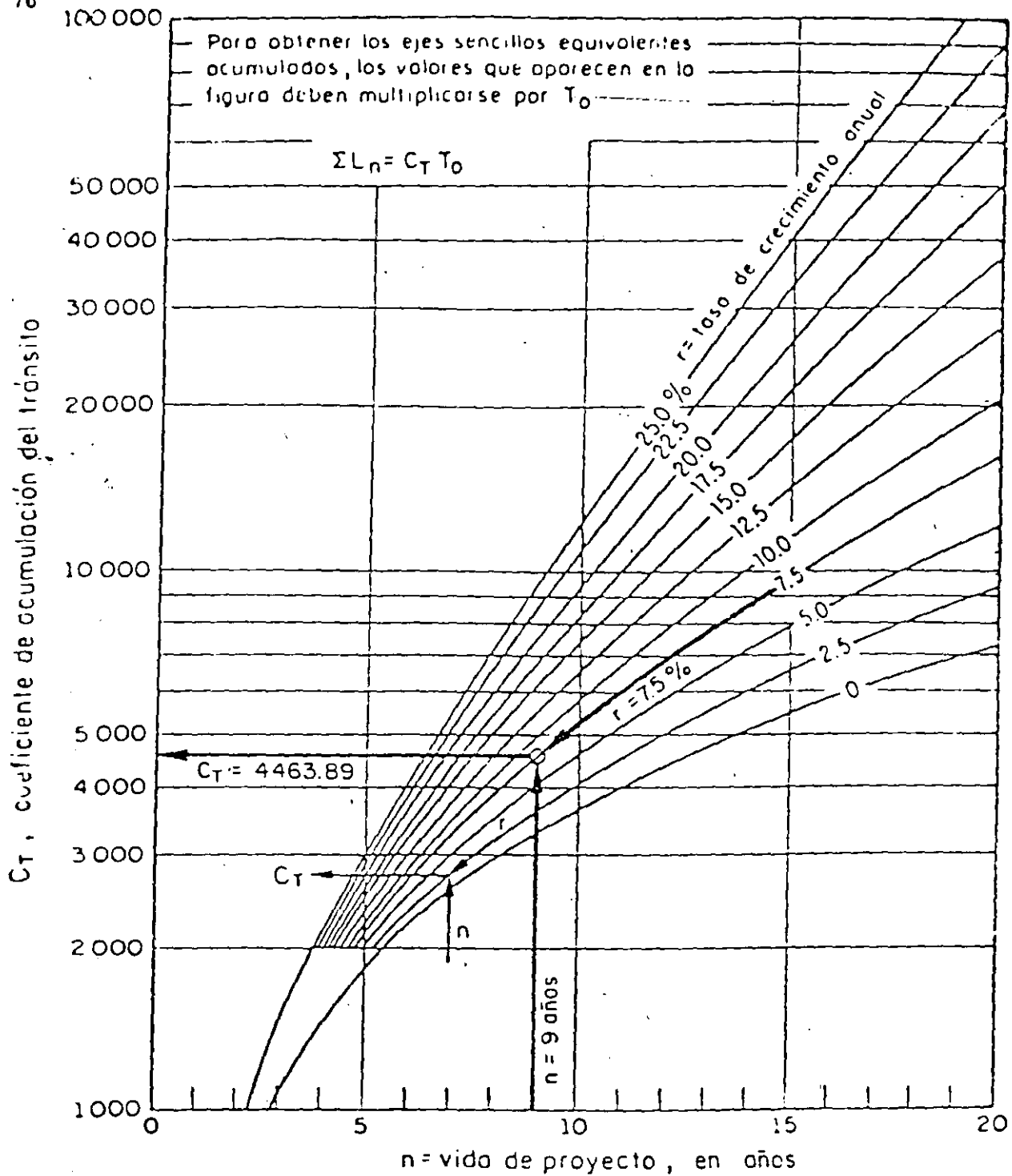
TABLA 1. VALOR RELATIVO DE SOPORTE CRITICO ESTIMADO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS, SOBRE SUBRASANTES COMPACTADAS A 95 POR CIENTO DEL PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO PROCTOR ESTANDAR*

Profundidad del nivel freático con relación al nivel de la capa considerada**, en m	\widehat{VRS}_Z , en porcentaje, mínimo probable***					
	Arena no plástica	Arcilla arenosa IP = 10	Arcilla arenosa IP = 20	Arcilla limosa IP = 30	Arcilla activa IP \geq 40	Limo
0.6	8-10	5-6	4-5	3-4	2-3	1
1.0	25	6-8	5-6	4-5	3-4	2-3
1.5	25	8-10	6-8	5-6	3-4	
2.0	25	8-10	7-9	5-6	3-4	
2.5	25	8-10	8-10	6-8	4-5	
3.0	25	25	8-10	7-9	4-5	
3.5	25	25	8-10	8-10	4-5	
5.0	25	25	8-10	8-10	5-6	
7.0	25	25	8-10	8-10	7-9	

* Adaptación de la tabla 2 de "Road Note 31", tercera edición, Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1977 (ref 8).

** De acuerdo con la variación estacional debe elegirse el nivel freático más alto

*** Esta tabla se incluye únicamente con carácter cualitativo, y se refiere a \widehat{VRS}_Z mínimos. En todos los casos se deben realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio para estimar el valor de diseño. El mínimo probable corresponde al caso de subrasantes colocadas bajo pavimentos impermeables.



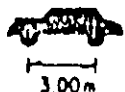
$$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$$

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 6. Ejemplo: gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito



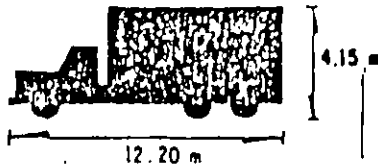
A2 Automóvil

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, B, C	1*	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
	2*	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

* 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.1



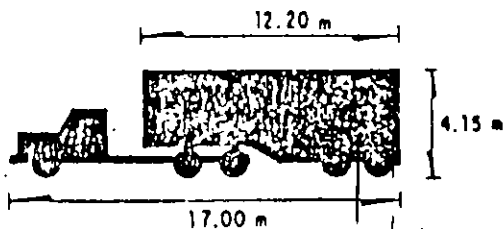
C3 Camión de tres ejes

	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	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{**}	18.0	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
Camino B	1 [*]	5.0	3.8	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.106	0.028	0.015
	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
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	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 E.7



T3-S2

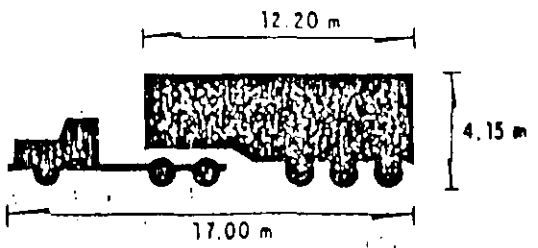
Tractor de tres ejes con
semirremolque de dos ejes

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		$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	
Camino 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
Camino 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.11



T3-S3

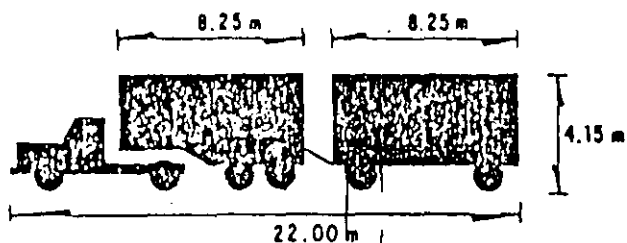
Tractor de tres ejes con
semirremolque de tres ejes

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	4.0	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
		46.0	13.0		6.000	5.239	4.746	5.758	6.000	0.154	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 E.12



T2-S2-R2

Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque 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	Vacío		$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
	C Camino 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	4.0	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.

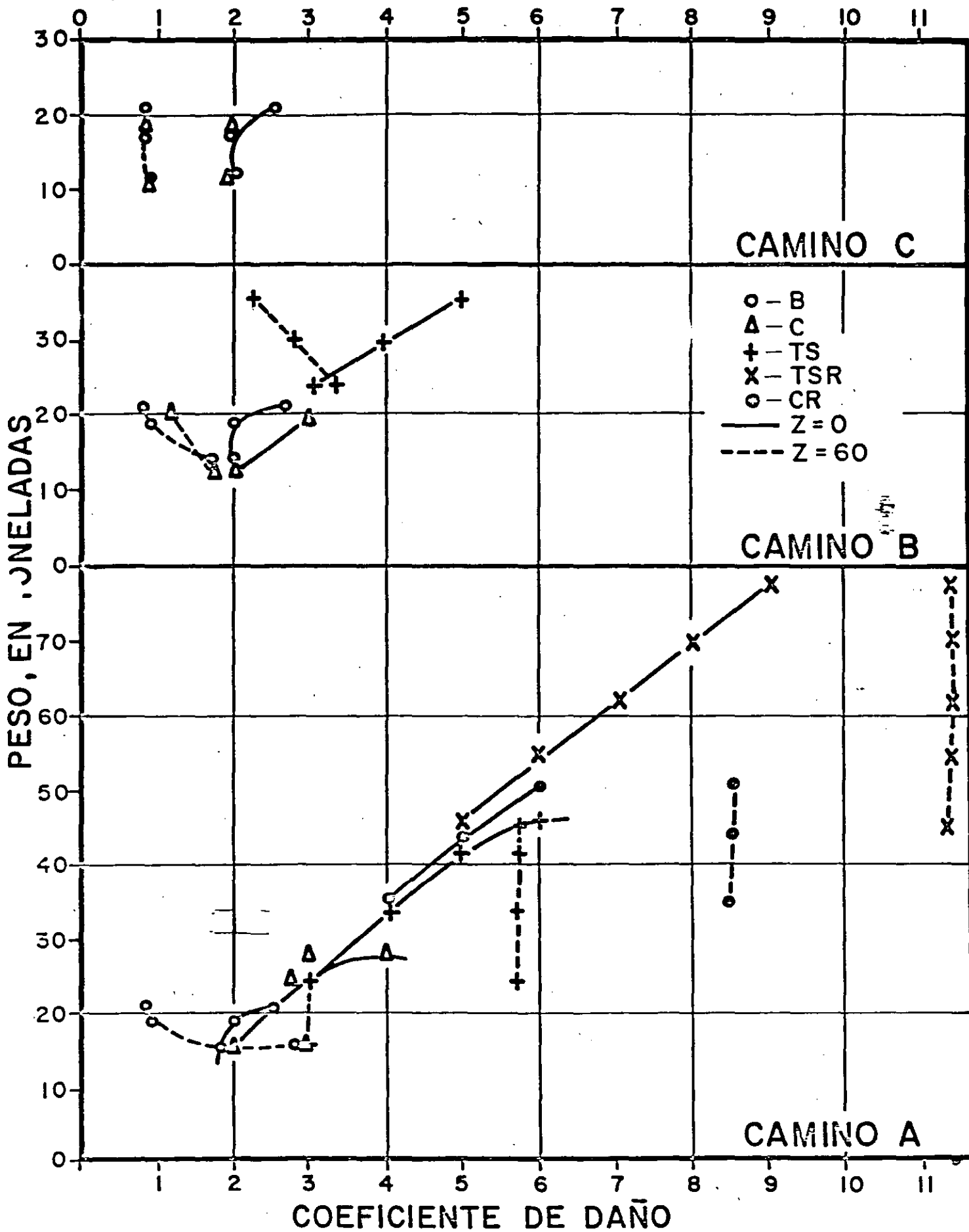
- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.17

67

FIG 1.- COEFICIENTES DE DAÑO DE LOS VEHICULOS PERMITIDOS EN LOS CAMINOS A, B y C.

68



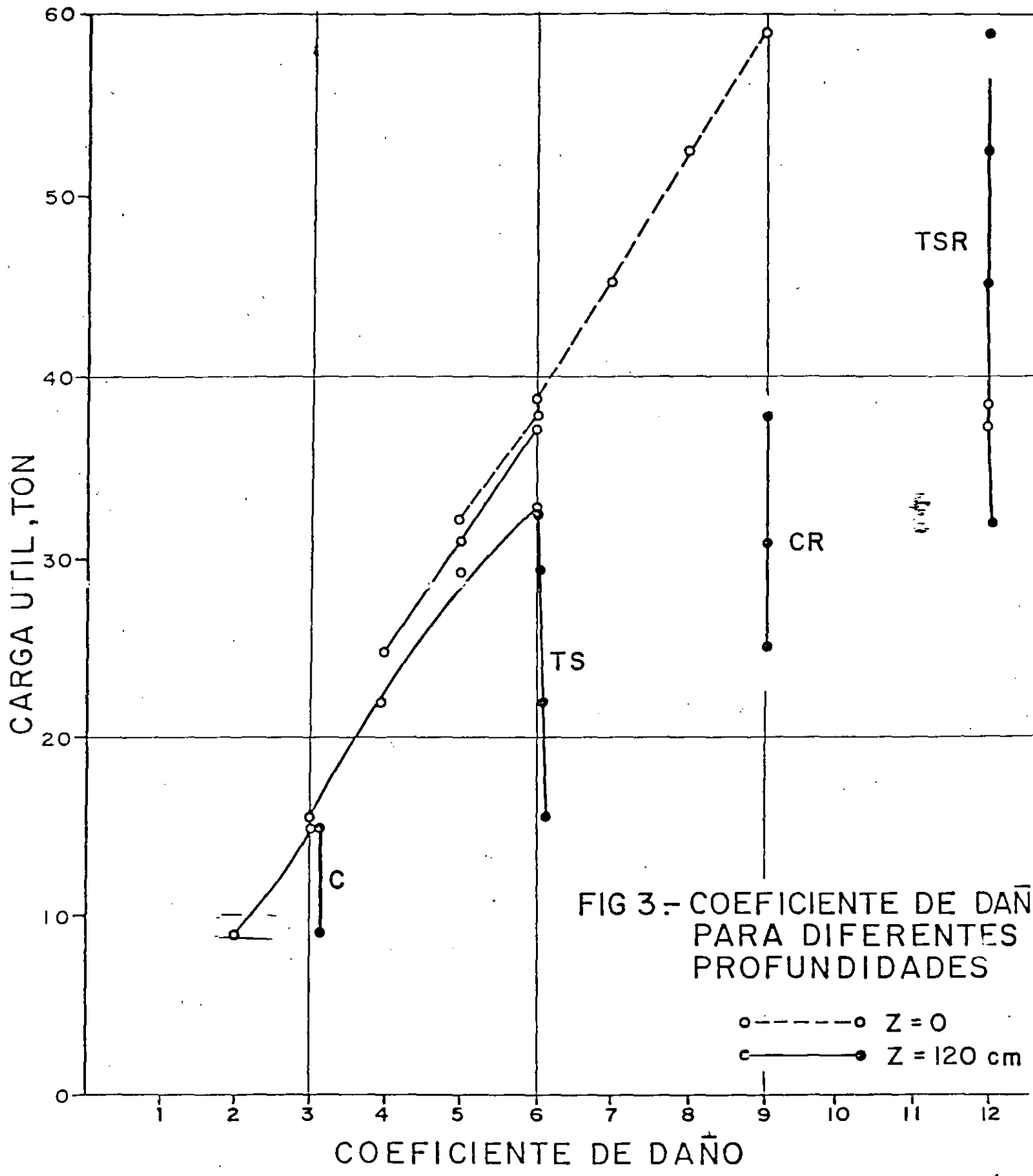


FIG 3.- COEFICIENTE DE DAÑO PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES

○-----○ Z = 0
●-----● Z = 120 cm

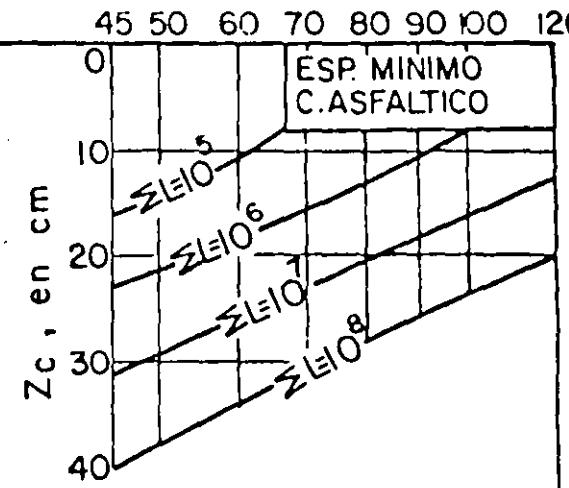
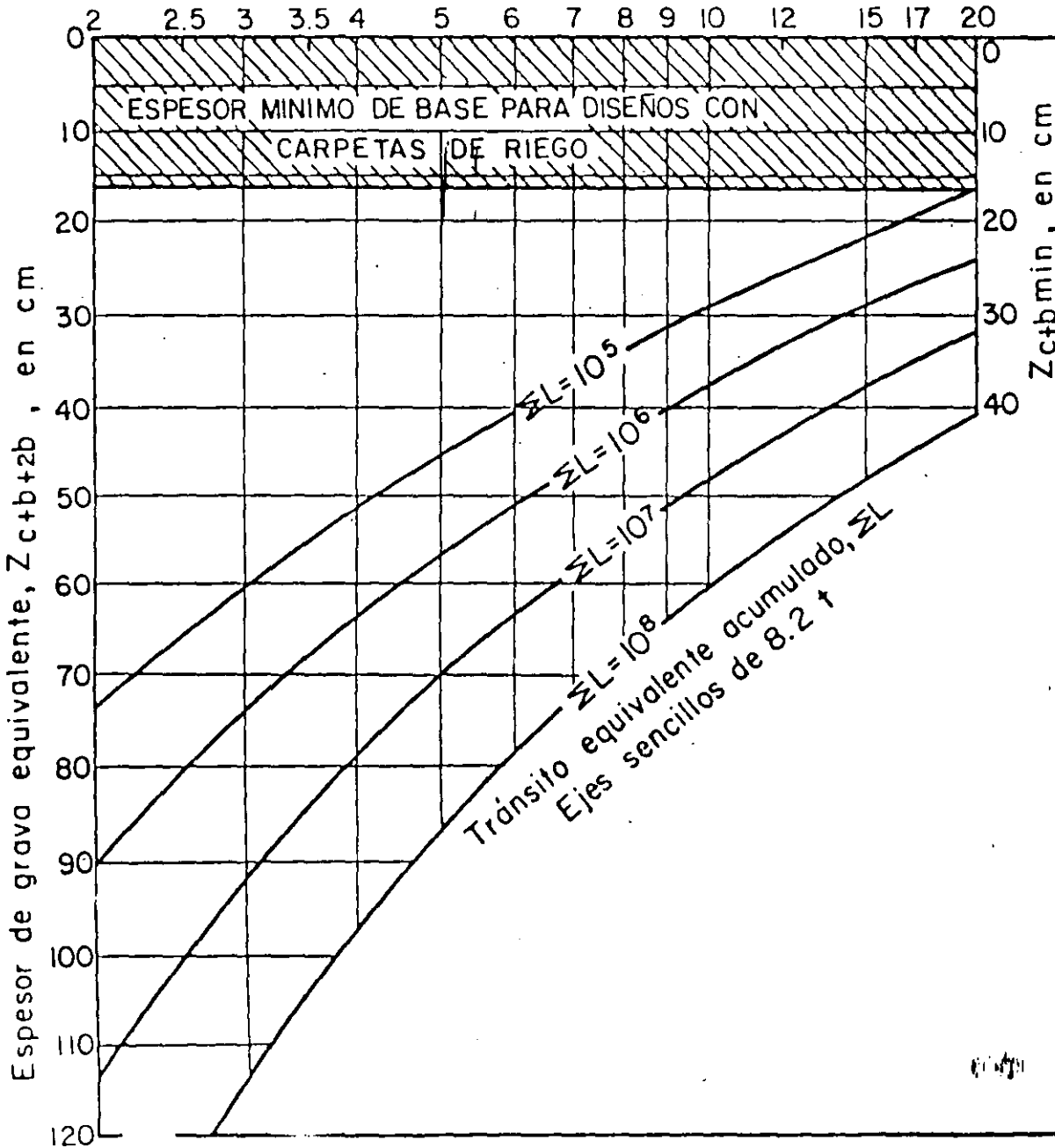
TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ = ① x ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE Z' 0 ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z' 30 ⑤	CARPETA Y BASE ⑥ = ③ x ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS ⑦ = ③ x ⑤
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	0.6	0.086	0.536	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.038	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.178	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧	1.307	0.688	
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = 9 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 % TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500 CD CARRIL PROYECTO = 0.5					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨	250	250	
					C_T ⑩	4463.89	4463.89	
					ΣL ⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩	1458578	767790	

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

VALOR RELATIVO DE SOPORTE D. DISEÑO, \widehat{VRS} , EN PORCIENTO

a nivel de sub-base y/o capas inferiores

\widehat{VRS} crítico de la base



NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
2.5	$Q_u = 0.9$

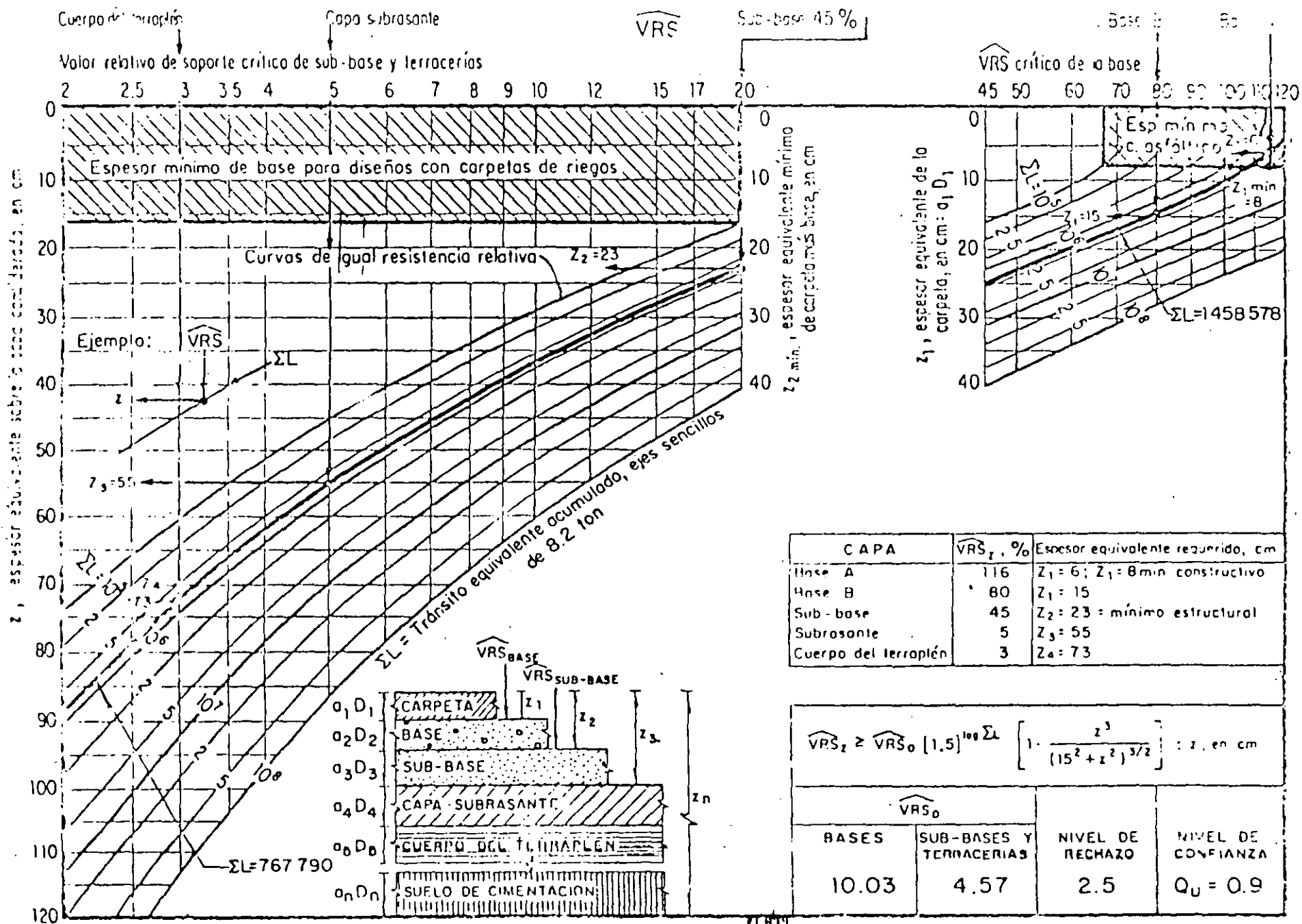


Fig. 8. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

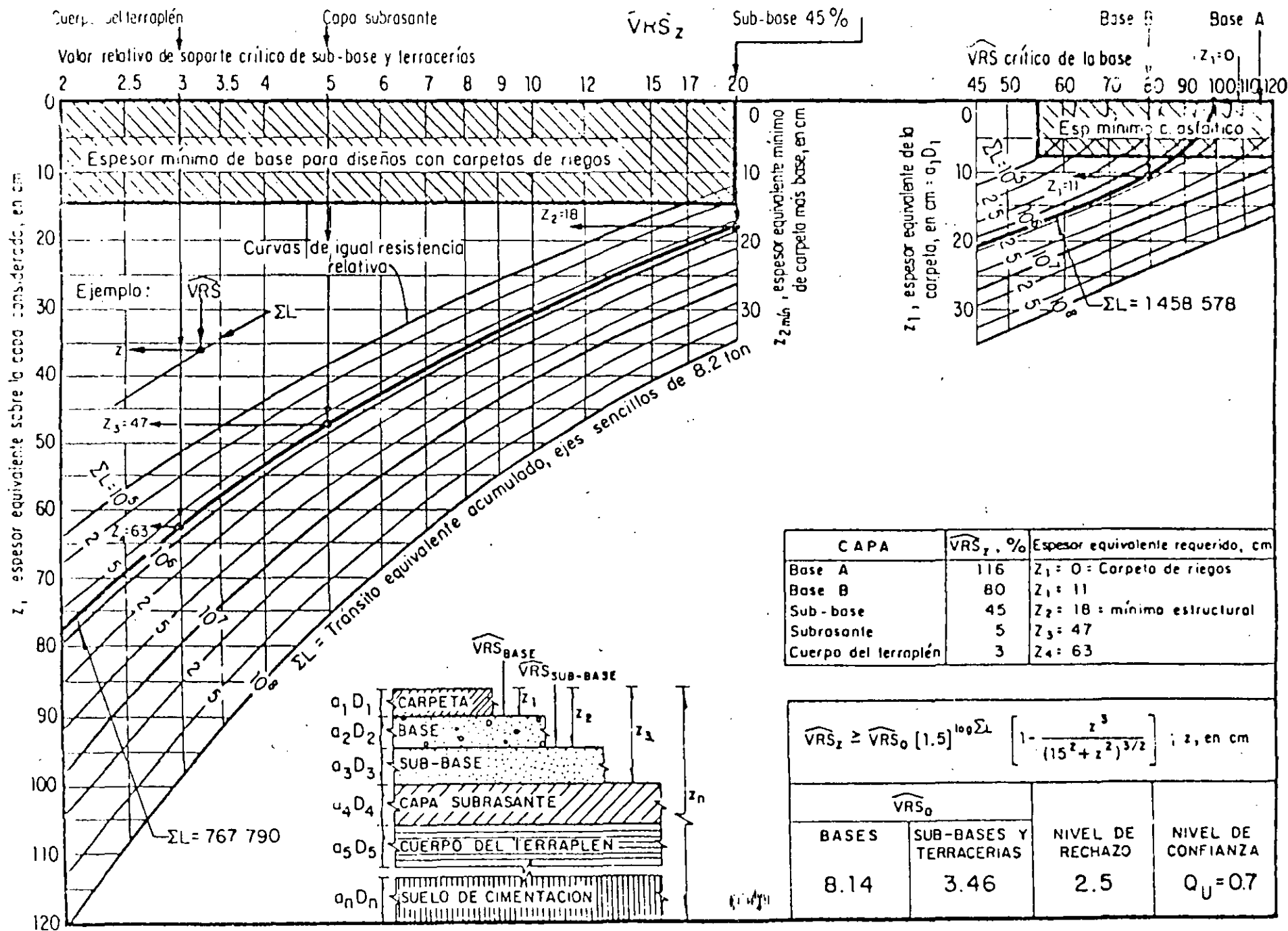
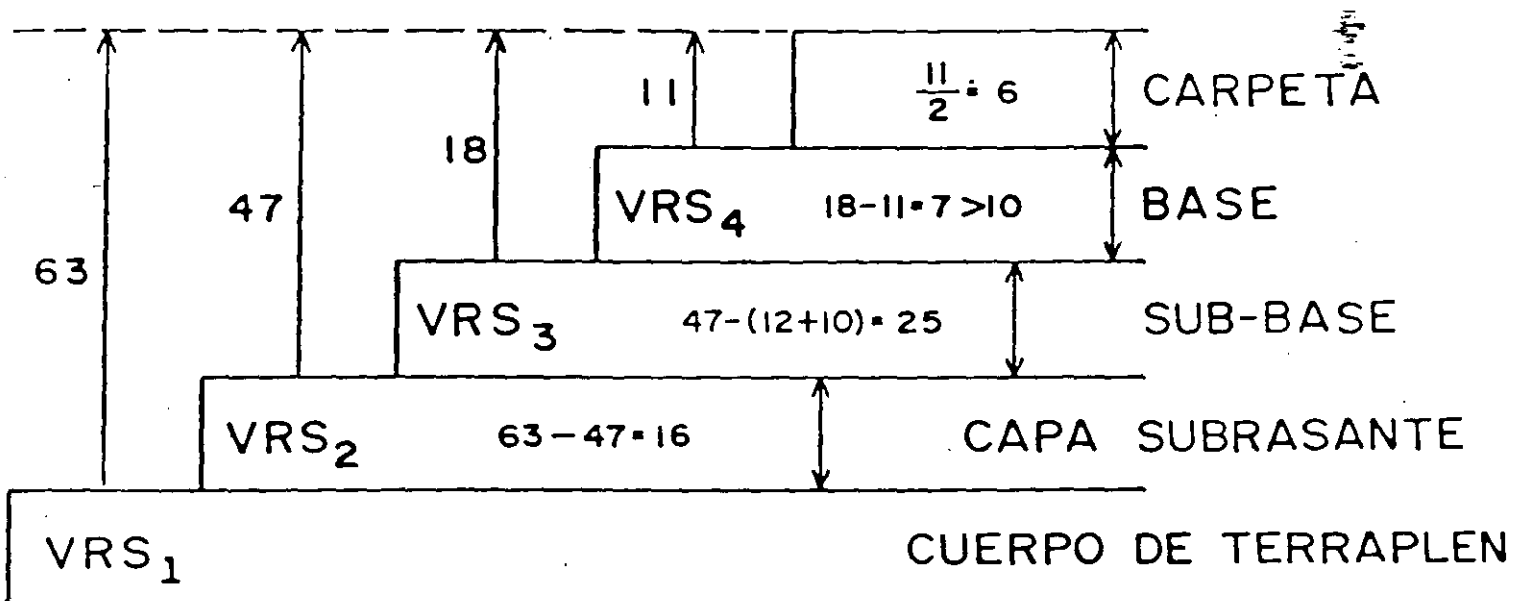


Fig 7. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

ESPESOR MINIMO EQUIVALENTE, ES
ES EL QUE RESULTE MAYOR DE:

- 8 Cm. EN CARPETA O 10 Cm. EN CUALQUIER
CAPA .
- 15 Cm. EN BASE SI LA CARPETA ES DE RIEGOS.
- EL ESPESOR PARA $VRS=20$, PARA ESPESOR
COMBINADO DE BASE Y CARPETA.
- EL QUE FIJE EL ANALISTA A SU JUICIO.

ESQUEMA DE APLICACION DEL METODO
DEL INSTITUTO DE INGENIERIA



EJEMPLO METODO INSTITUTO DE INGENIERIA

76

DATOS

CARRETERA SECUNDARIA, BUEN CONTROL, CONSERVACION

NIVEL DE CONFIANZA = 0.70

TRANSITO $\Sigma L = 1.5 \times 10^6, Z = 0$

$\Sigma L = 0.8 \times 10^6, Z = 30$

MATERIALES	\overline{VRS}_Z	V	\widehat{VRS}_Z
GRAVA NATURAL	100	0.25	80
ARENA ARCILLOSA	60	0.30	45
ARCILLA SUBRASANTE	--	--	5
ARCILLA TERRAPLEN	--	--	3

$$\widehat{VRS}_Z = \overline{VRS}_Z (1 - 0.84V)$$

DIMENSIONAMIENTO

CAPA	ESPESOR EQUIV. SOBRE CAPA (cm)	ESPEORES REALES (cm)
CARPETA		$11/2 = 5.5 \text{ ----} > 6$
GRAVA NATURAL (BASE)	11	$18 - 11 = 7 \text{ -----} > 10$
ARENA ARCILLOSA (SUBBASE)	18	$47 - (12 - 10) \text{ ----} > 25$
ARCILLA SUBRASANTE	47	$63 - 47 \text{ -----} > 16$
ARCILLA TERRAPLEN	63	

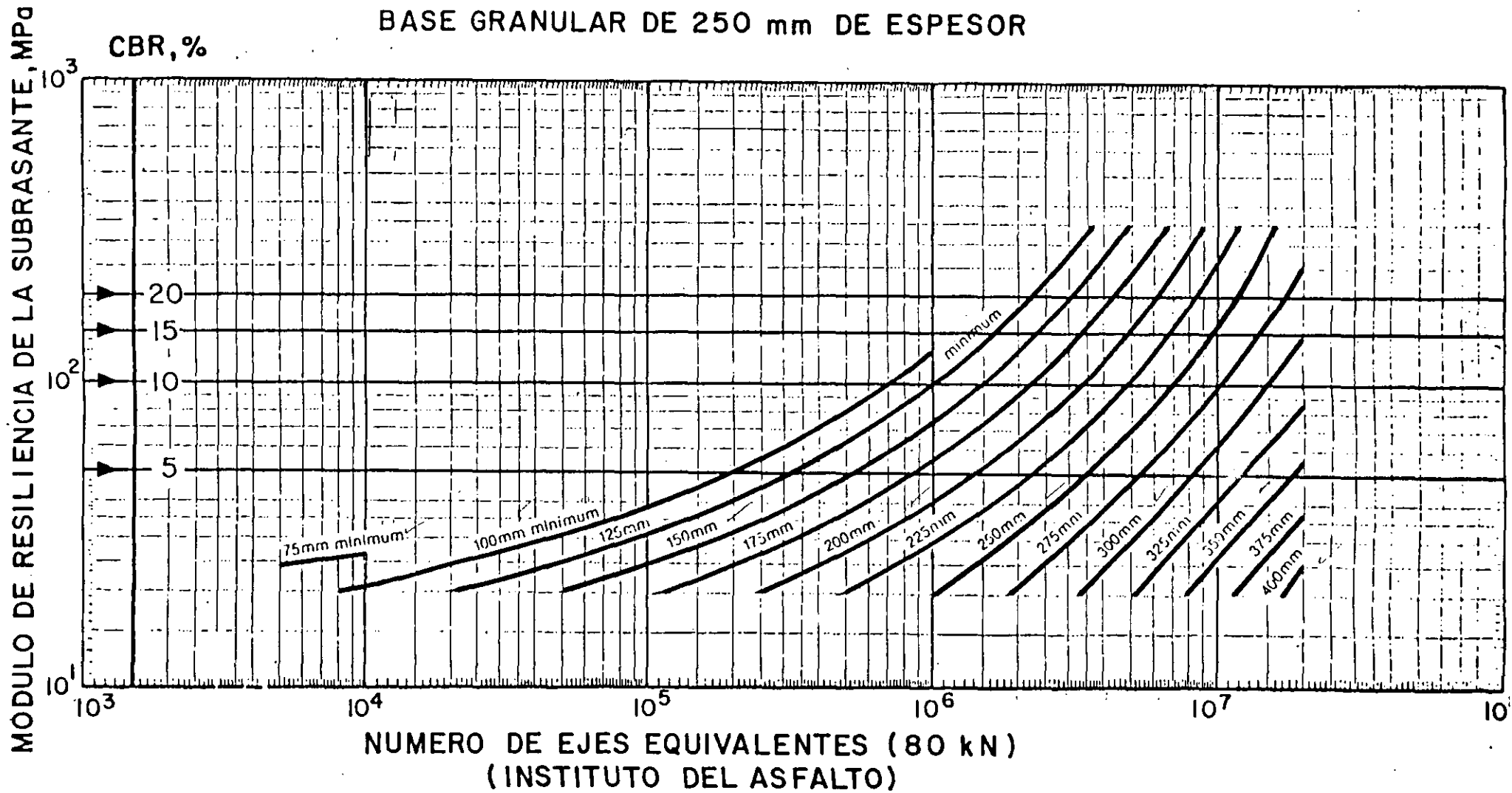


FIG. 8.- GRAFICA DE DISEÑO PARA CARPETAS DE CONCRETO ASFALTICO SOBRE BASES GRANULARES

64

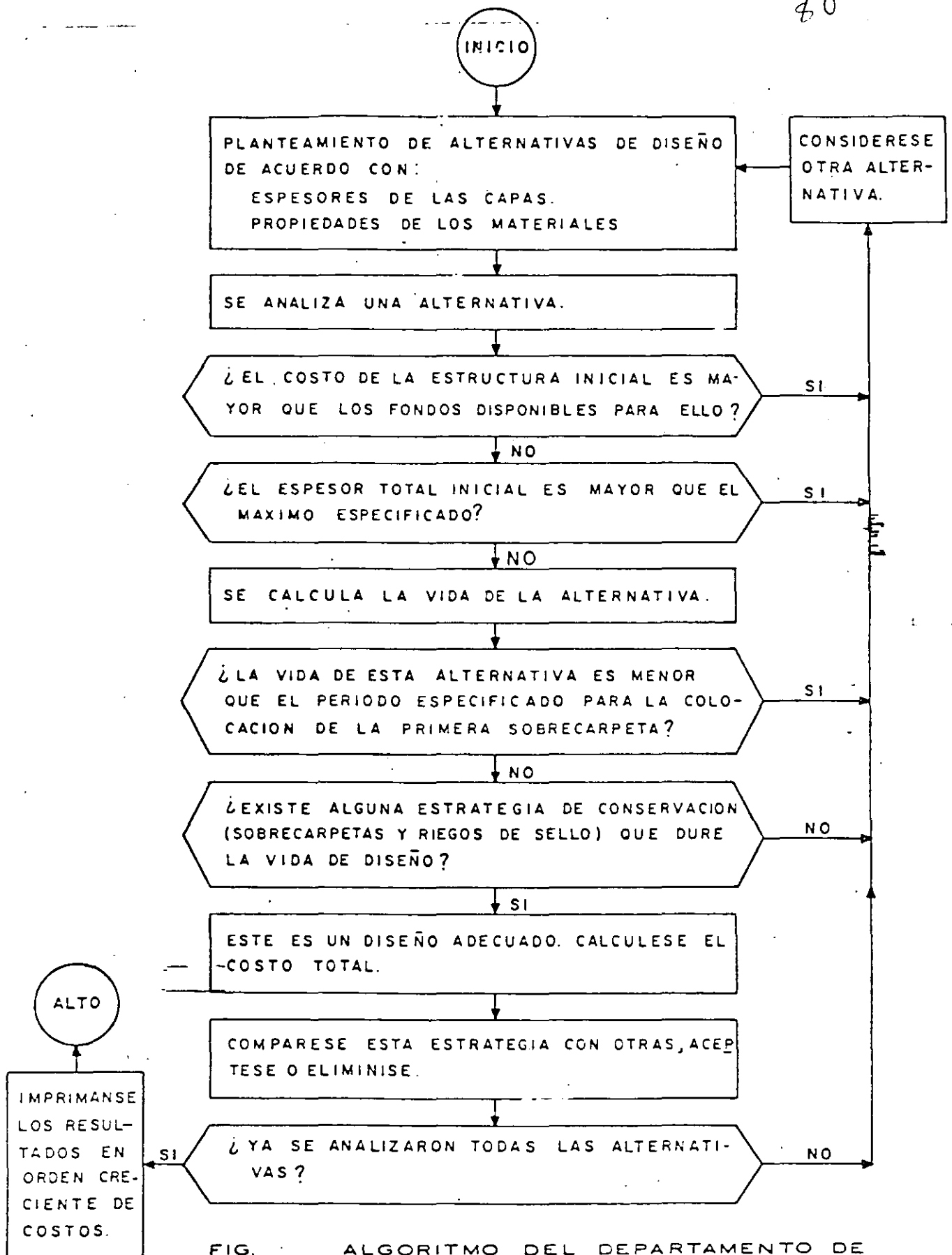


FIG. ALGORITMO DEL DEPARTAMENTO DE CARRETERAS DE TEXAS PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Categorías de tránsito		
Categorías de tráfico	Designación	Número acumulado de ejes equivalentes de 13 t (130 kN) en el carril y periodo de proyecto
T1	Pesado	$4 \cdot 10^6 - 10^7$
T2	Medio alto	$8 \cdot 10^5 - 4 \cdot 10^6$
T3	Medio bajo	$8 \cdot 10^4 - 8 \cdot 10^5$
T4	Ligero	$10^4 - 8 \cdot 10^4$

CATEGORIAS DE SUBRASANTE

E1 CBR - 5 - 10
 E2 CBR - 10-20
 E3 CBR - 20 +

TABLA 1

Número de ejes equivalentes de 13 t(130 kN) correspondiente a un eje simple		
Carga por eje P(t) P'(kN)	Número de ejes equivalentes de 13 t(130 kN)	
1 10	0,00004	
2 20	0,00055	
3 30	0,003	
4 40	0,009	
5 50	0,02	
6 60	0,04	
7 70	0,08	
8 80	0,14	
9 90	0,22	
10 100	0,35	
11 110	0,51	
12 120	0,73	
13 130	1,0	
14 140	1,3	
15 150	1,8	
16 160	2,3	
17 170	2,9	
18 180	3,7	
19 190	4,6	
20 200	5,6	

CATEGORIAS DE TRANSITO

DESIGNACION	NUMERO ACUMULADO DE EJES DE 8.2 t (80 KN)
T ₀ _____	6×10^7
T ₁ _____	$2.5 \times 10^7 - 6 \times 10^7$
T ₂ _____	$5 \times 10^6 - 2.5 \times 10^7$
T ₃ _____	$5 \times 10^5 - 5 \times 10^6$
T ₄ _____	$6.3 \times 10^4 - 5 \times 10^5$

Fig. 3 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO A : SECCIONES CON BASE GRANULAR

6.1 IC

E 1	E 2	E 3	
			T1
<p>A-211 12 20 25</p>	<p>A-221 12 20 15</p>	<p>A-231 12 20</p>	T2
<p>A-311 8 20 20 A-312 DTS 25 20</p>	<p>A-321 8 20 15 A-322 DTS 25 15</p>	<p>A-331 8 20 A-332 DTS 25</p>	T3
<p>A-411 5 15 20 A-412 DTS 20 20</p>	<p>A-421 5 15 15 A-422 DTS 20 15</p>	<p>A-431 5 15 A-432 DTS 20</p>	T4

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

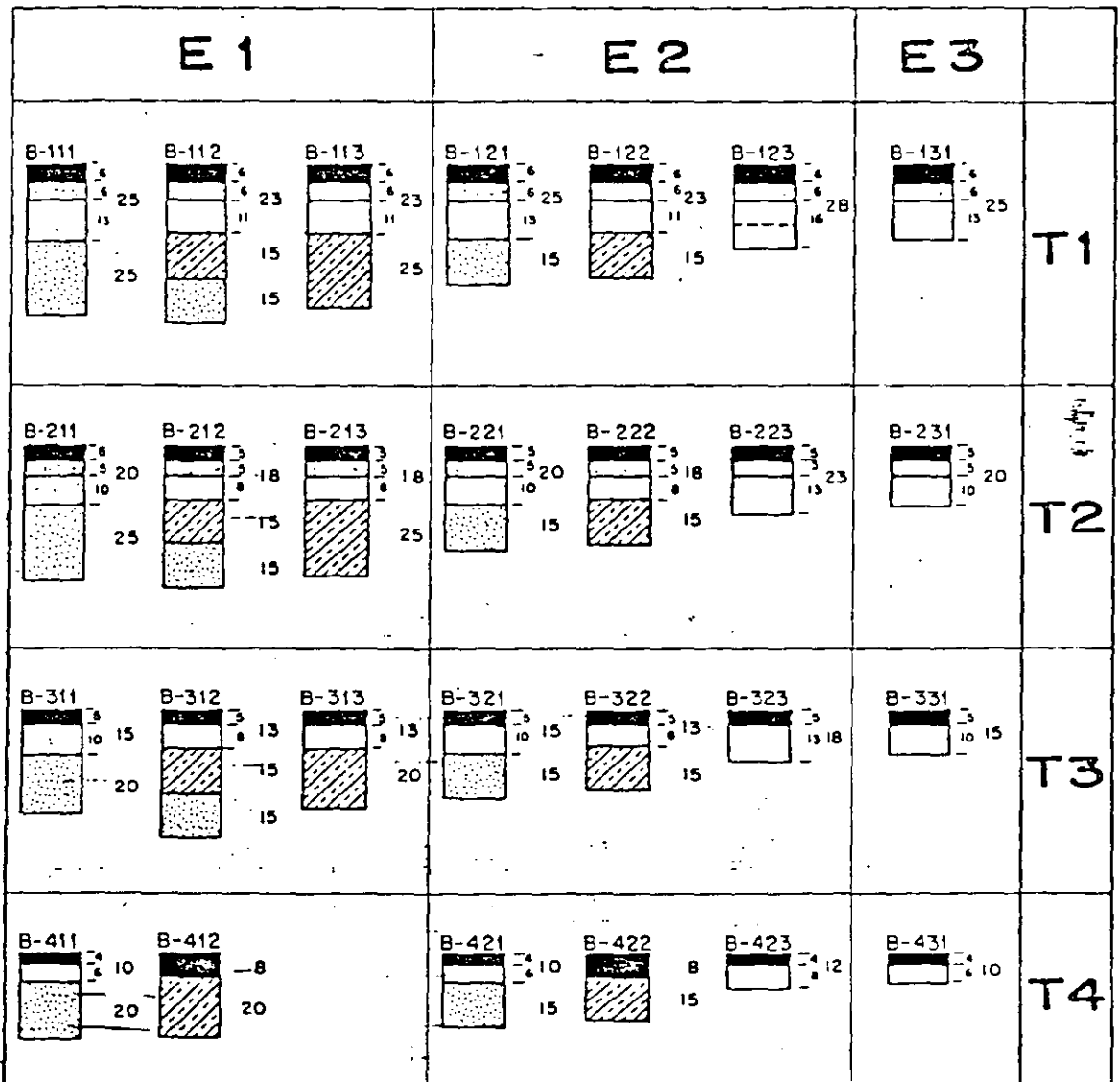
SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)	
	CAPA DE RODADURA		CAPA INTERMEDIA		BASE GRANULAR (3.3.9)
	SUBBASE GRANULAR (3.3.10)		DTS		DTS

En las secciones con doble tratamiento superficial (DTS) la base será de macadam.

Fig.4 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES

GRUPO B : SECCIONES CON BASE BITUMINOSA

6.1 IC



No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curada.

Espesores en centímetros

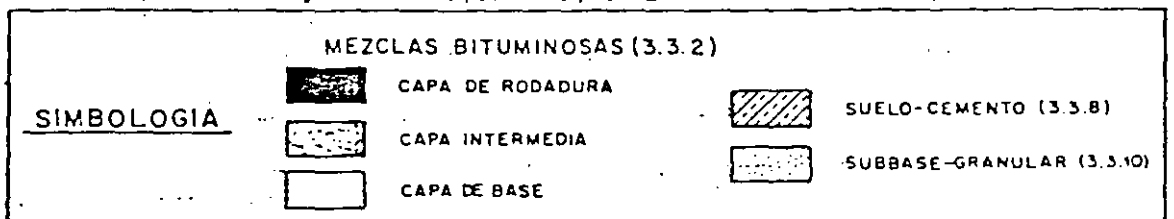


Fig.5 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO C : SECCIONES CON BASE DE GRAVA-CEMENTO

6.1 IC

E 1			E 2		E 3		
<p>C-111</p>	<p>C-112</p>	<p>C-113</p>	<p>C-121</p>	<p>C-122</p>	<p>C-131</p>	<p>C-132</p>	T1
<p>C-211</p>	<p>C-212</p>	<p>C-221</p>	<p>C-222</p>	<p>C-231</p>			T2
<p>C-311</p>	<p>C-312</p>	<p>C-321</p>	<p>C-322</p>	<p>C-331</p>			T3
<p>C-411</p>	<p>C-412</p>	<p>C-421</p>	<p>C-422</p>	<p>C-431</p>	<p>C-432</p>		T4

Na están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)			
	CAPA DE RODADURA		GRAVA-CEMENTO (3.3.7)		SUELO-CEMENTO (3.3.8)
	CAPA INTERMEDIA		ZAHORRA ARTIFICIAL (3.3.9)		SUBBASE GRANULAR (3.3.10)

(*) Si la explanada está estabilizada con cemento en 15 cm de profundidad se podrá suprimir la subbase, aumentando en este caso el espesor de la base a 20 cm.

(**) 15 cm con explanada estabilizada con cemento.

SECCIÓN 022

MEDIANA

BEAI

ARCÉN INTERIOR + CALZADA

BDC

ARCÉN EXTERIOR

20

RA

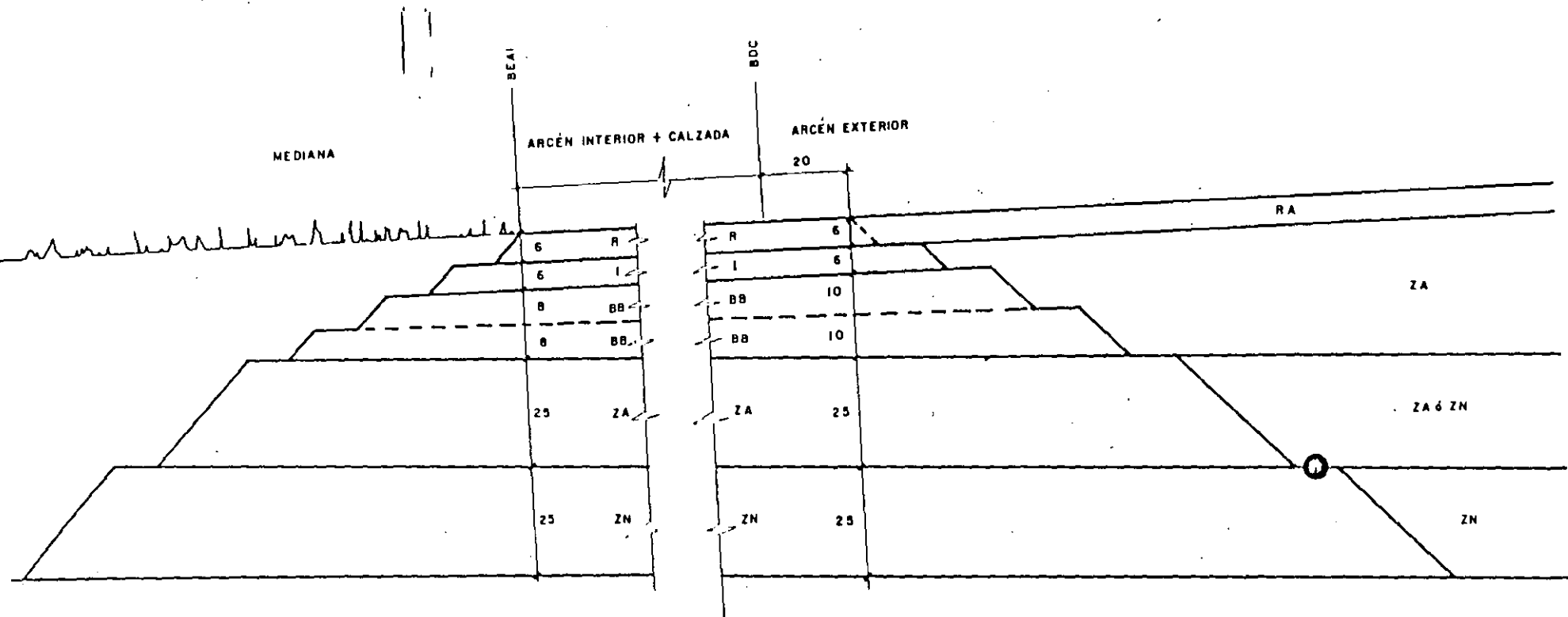
ZA

ZA ó ZN

ZN

6	R
6	I
8	BB
8	BB
25	ZA
25	ZN

R	6
I	6
BB	10
BB	10
ZA	25
ZN	25



SECCIÓN 126

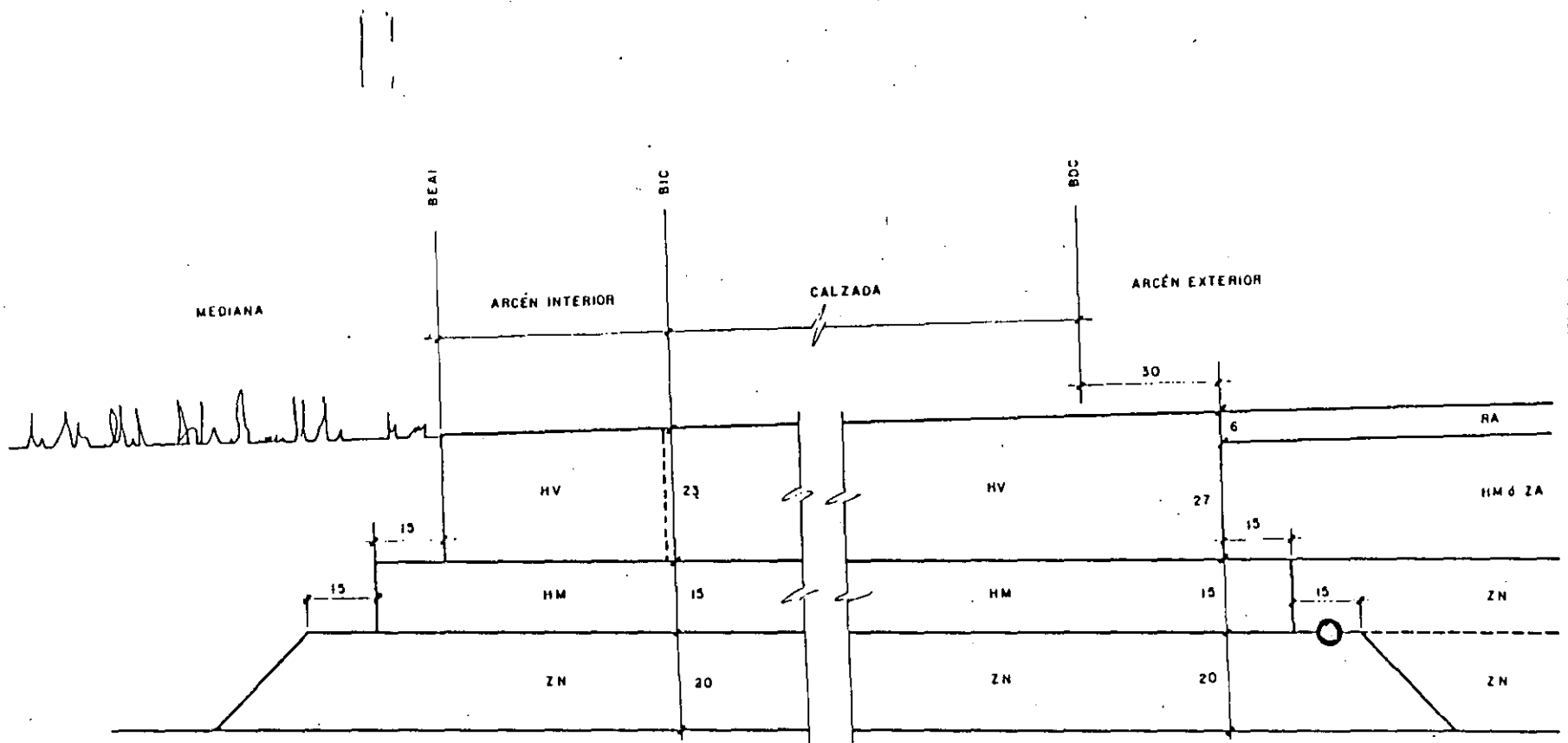


TABLA 3
CATALOGO DE ESTRUCTURAS DE FIRME

TRAFICO	T O														T 1												
	021	022	023	024	025	026	027	031	032	033	034	035	036	037	121	122	123	124	125	126	127	131	132	133	134	135	136
SECCION N° →																											
HORMIGON VIBRADO						28	28						28	28							25	25					25
MEZCLAS BITUMINOSAS	35	30	30	15	8			35	30	27	15	8			30	25	25	15	8				30	25	22	15	8
HORMIGON COMPACTADO					25							25								22						22	
HORMIGON MAGRO						15							15								15						15
GRAVACIMIENTO				25			15				22		15						22			15				20	
SUELOCIMIENTO			20	20	20					20	20	20							20	20	20				20	20	20
ZAHORRA ARTIFICIAL	20	25							25						20	25							25				
ZAHORRA NATURAL		25				20	20									25					20	20					
EXPLAN	E 2														E 2					E 3							

ALGUNOS FACTORES QUE DEBEN SER CONSIDERADOS PARA
LA ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS.

- PERFIL DE TRANSITO
- NIVEL DE MANTENIMIENTO
- COSTO DE OPERACION
- CONFIABILIDAD
- CALIDA DE RODAMIENTO
- NIVEL DE CONSISTENCIA
- DISPONIBILIDAD DE MATERIALES
- DISPONIBILIDAD DE FONDOS
- PROCEDIMIENTOS Y CONTROL DE LA CONSTRUCCION
- PROBLEMAS ESPECIFICOS

ELEMENTO	ESPEORES ,cm (ESPAÑA)						MEXICO
CONCRETO HIDRAU- LICO						28	
CAPAS ASFALTICAS	30	27	15	8	35		10
BASE DE AGREGA - DOS GRANULARES	25						20
SUELO CEMENTO		20	20	20			
BASE TRATADA CON CEMENTO			22			15	
CONCRETO RODI - LLADO				25			

TRANSITO : MAS DE 200 VEHICULOS PESADOS POR DIA
 CBR SUBRASANTE : 20 %

TABLA 3.- ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS PROPUESTAS
 PARA AUTOVIAS

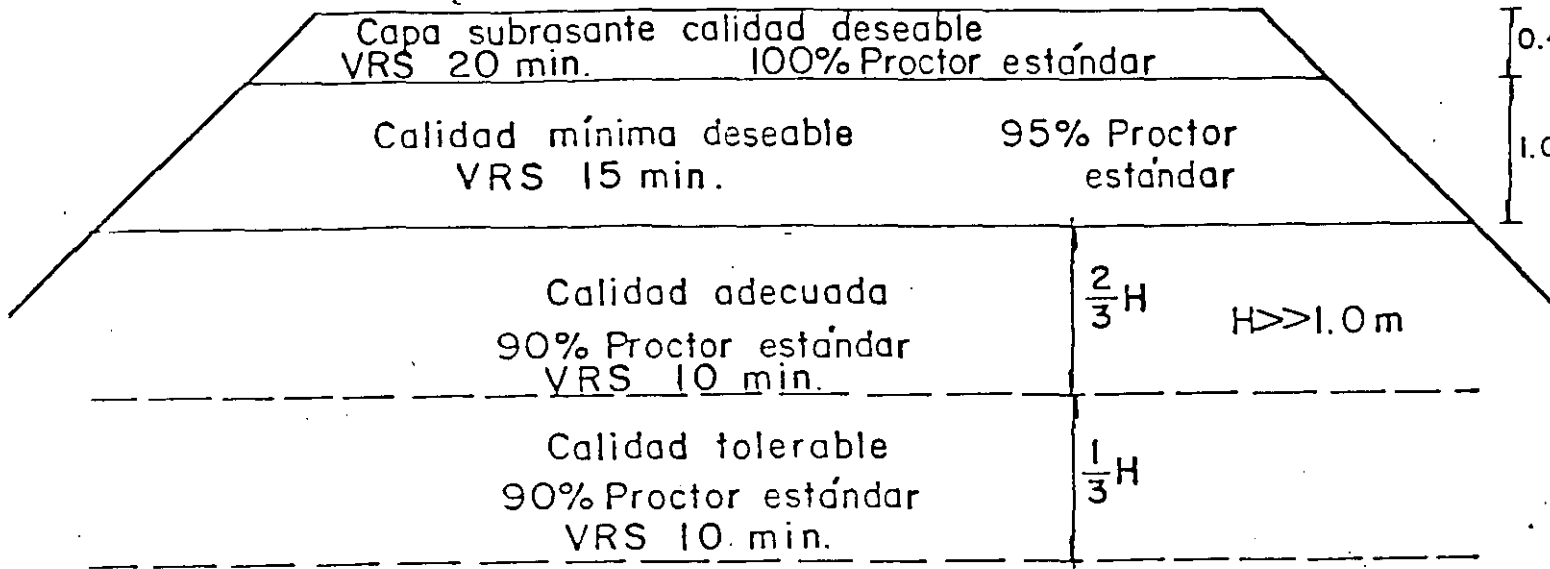
OBRA VIAL TIPO	C A R A C T E R I S T I C A
I	DEBEN TENER CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO O HIDRAULICO
II	CON EL TIEMPO REQUERIRAN CARPETA DE CON-- CRETO ASFALTICO O HIDRAULICO
III	REQUIEREN SOLAMENTE UN TRATAMIENTO ASFAL- TICO SUPERFICIAL
IV	REQUIEREN DE UN REVESTIMIENTO SUPERFICIAL

ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS

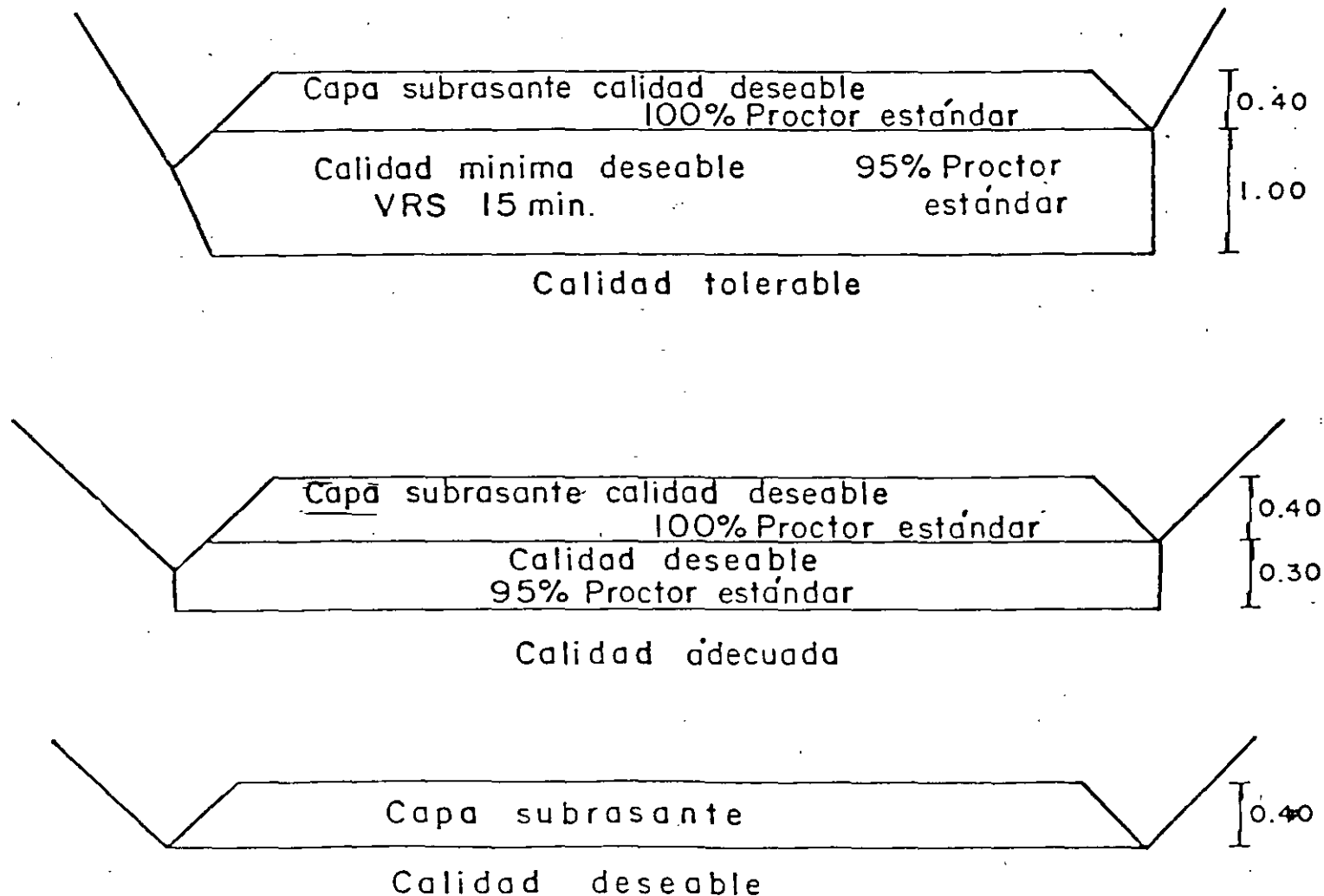
C A P A	ESPESOR MINIMO Y CALIDAD SEGUN TIPO DE VIALIDAD, CM			
	I	II	III	IV
CARPETA	7 - 10 DESEABLE	5 ADECUADA	RIEGOS ADECUADA	--
BASE	15 DESEABLE	15 DESEABLE	15 ADECUADA	--
SURBASE	15 DESEABLE	15 DESEABLE	15 ADECUADA	15 ADECUADA
REVESTIMIENTO	--	--	--	15 ADECUADA
CAPA SUBRASANTE	40 DESEABLE	40 ADECUADA	40 TOLERABLE	30 TOLERABLE

VIALIDAD TIPO I

TERRAPLEN

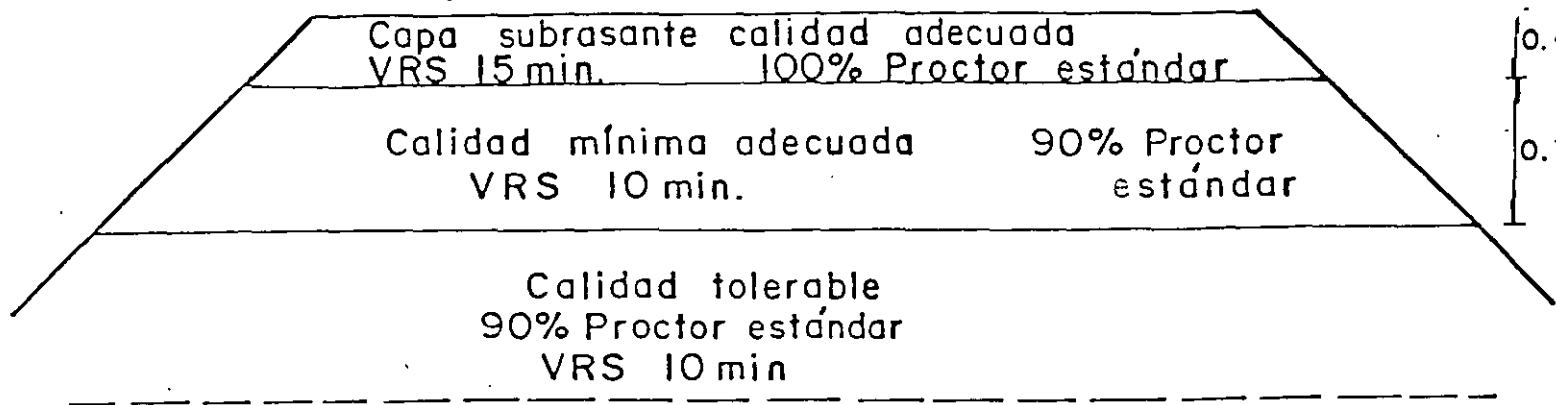


CORTE

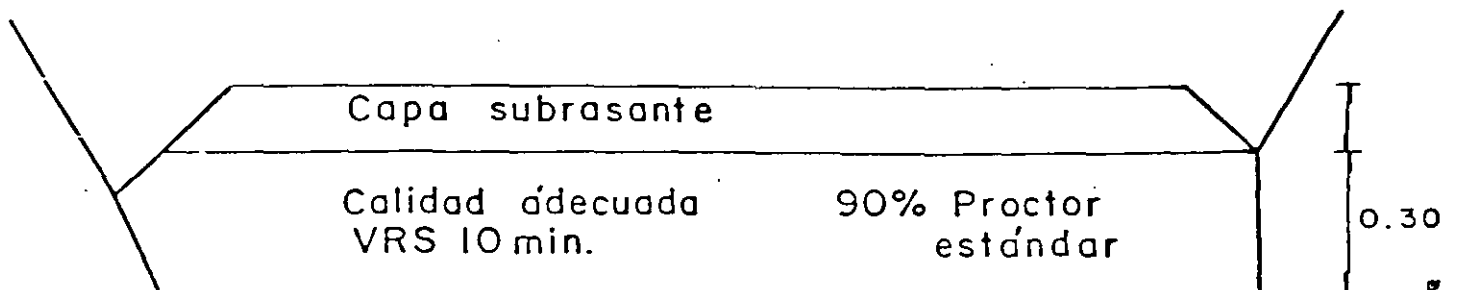
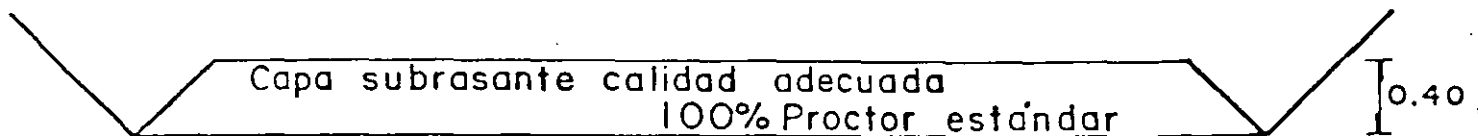
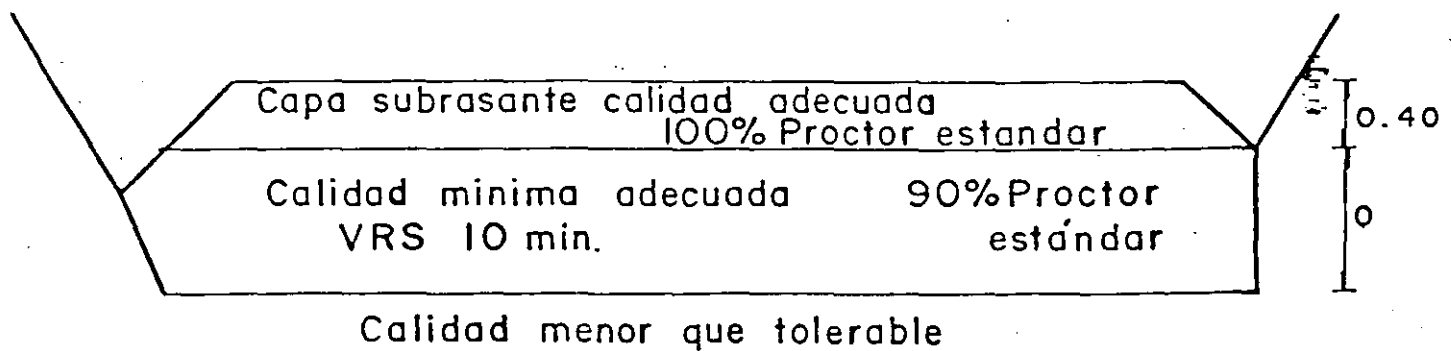


VIALIDAD TIPO II

TERRAPLEN



CORTE



VIALIDAD TIPO III

TERRAPLEN

Capa subrasante calidad tolerable
VRS 15 min. 100% Proctor estándar

Calidad mínima tolerable 90% Proctor estándar
VRS 10 min.

0.4

0.4

CORTE

Capa subrasante calidad deseable
100% Proctor estándar

Calidad mínima tolerable 90% Proctor estándar
VRS 10 min.

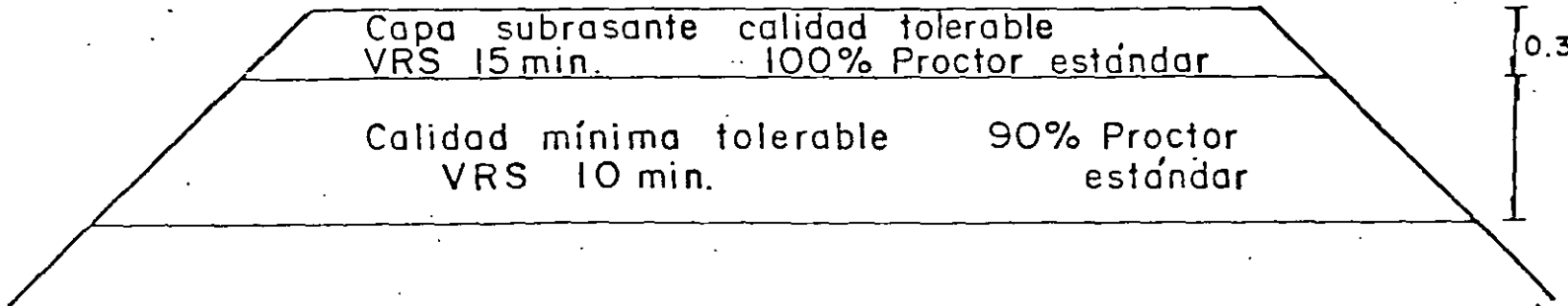
0.40

0.30

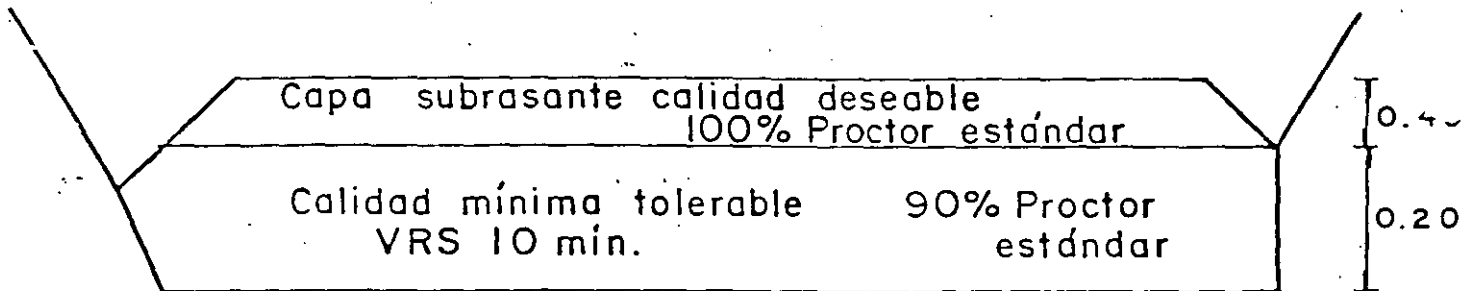
Calidad menor que tolerable

VIALIDAD TIPO IV

TERRAPLEN



CORTE



Calidad menor que tolerable

TABLA 1

TERRACERIAS

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADO	TOLERABLE
GRANULOMETRIA (mm)	80% MAT. < 75 95% MAT. < 200	80% MAT. < 750	
TAMAÑO MAXIMO (mm)	-	1500	2000
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	30 MAX	40 MAX	40 MAX
WL (%)	40 MAX	50 MAX	60 MAX
IP %	12 MAX	20 MAX	25 MAX
COMPACTACION (%)	95 MIN AASHTO EST	90 MIN AASHTO EST	90 MIN AASHTO EST
C.B.R. (%)	15 MIN	10 MIN	10 MIN
EXPANSION (%)	-	-	3 MAX

TABLA 2

SUBRASANTE

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
GRANULOMETRIA TAMAÑO MAXIMO (mm)	76	76	76
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	25 MAX	35 MAX	40 MAX
WL (%)	30 MAX	40 MAX	50 MAX
IP (%)	10 MAX	20 MAX	25 MAX
COMPACTACION (%)	100 MIN AASHTO EST.	100 MIN AASHTO EST.	100 MIN AASHTO EST.
C.B.R. (%)	20 MIN	15 MIN	15 MIN

TABLA 3
SUB -- BASES

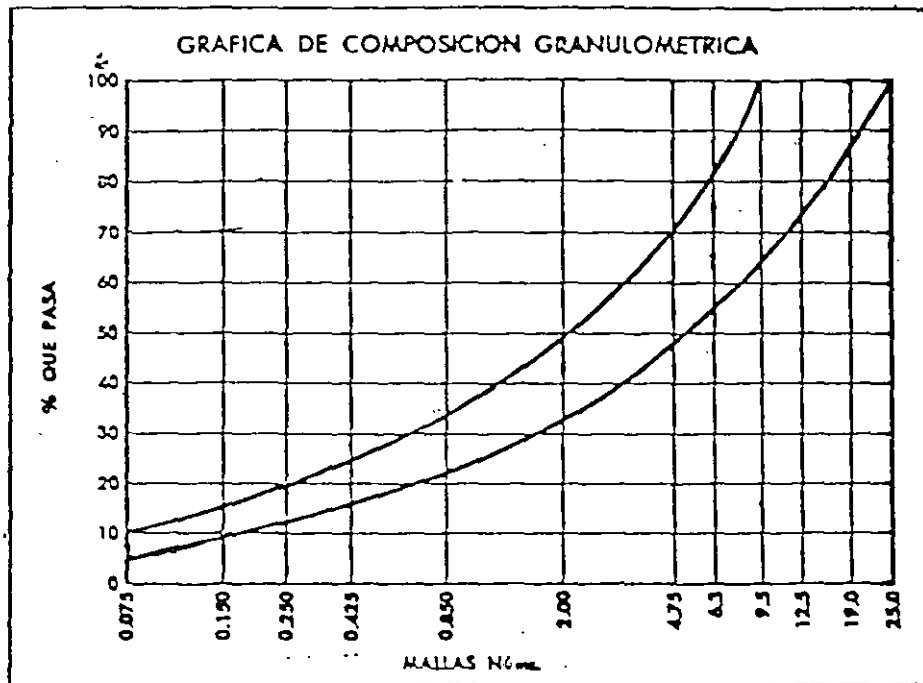
CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA	REVESTIMIENTO
GRANULOMETRIA TAMAÑO MAXIMO (mm)	76	76	76
% FINOS (MAT. < 0.74 mm)	15 MAX	20 MAX	10 MAX
W.L. (%)	25 MAX	30 MAX	35 MAX
IP (%)	10 MAX	12 MAX	10 MAX
COMPACTACION (%) PRUEBA:	100 MIN AASHTO MOD.	100 MIN AASHTO MOD.	100 MIN AASHTO EST.
EQUIV. ARENA (%)	40 MIN	50 MIN	-
C.B.R. (%)	40 MIN	30 MIN	40 MIN
DESGASTE LOS ANGELES %	40 MAX	-	-
ZONA GRANULOMETRICA	1 - 2	1 a 3	1 a 3

TABLA 4
BASES

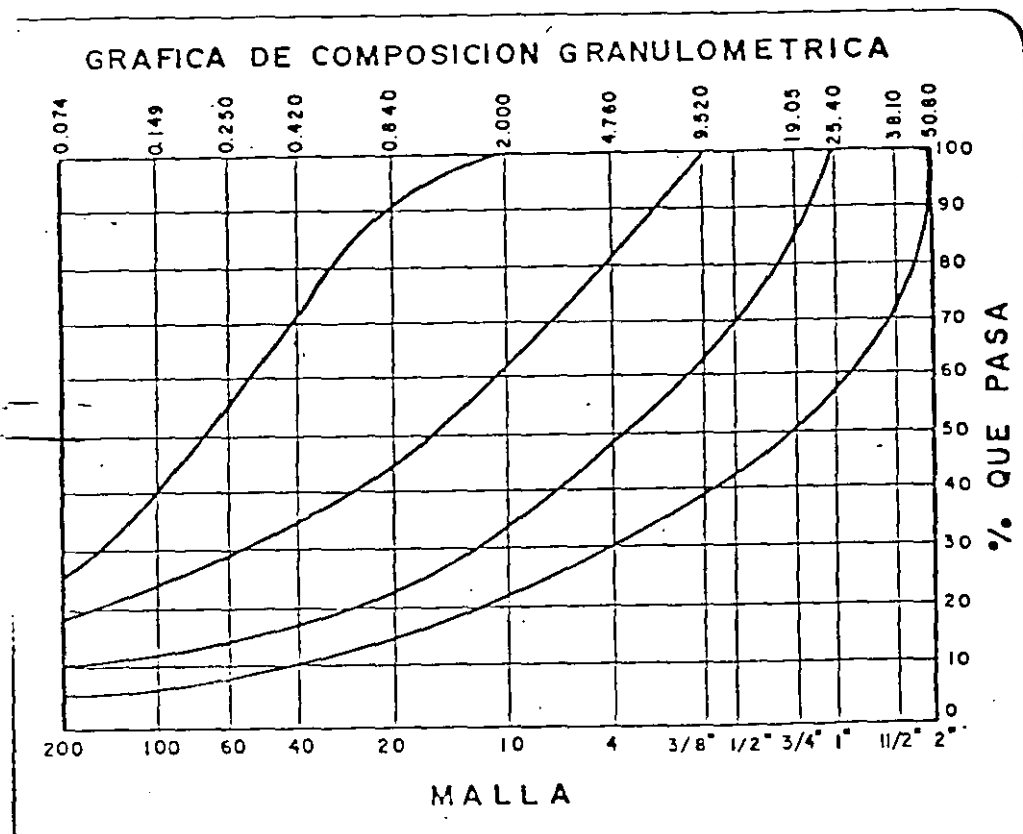
CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA
GRANULOMETRIA TAMAÑO MAXIMO (mm)	50	50
% FINOS (MAT. < 0.074mm)	10 MAX	15 MAX
WL (%)	25 MAX	30 MAX
IP (%)	6 MAX	6 MAX
COMPACTACION (%)	100 MIN AASHTO MOD	100 MIN AASHTO MOD.
EQUIV. ARENA (%)	50 MIN	40 MIN
C.B.R. (%)	100 MIN	80 MIN
DESGASTE LOS ANGELES (%)	40 MAX	40 MAX
ZONA GRANULOMETRICA	1 Y 2	1 y 2

TABLA 5
CARPETA ASFALTICA.

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA
GRANULOMETRIA TAMAÑO MAXIMO (mm)	25	25
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	4 MAX	8 MAX
W.L. (%)	—	—
I.P. (%)	0	5 MAX
EQUIV. ARENA (%)	60 MIN	55 MIN
DESGASTE LOS ANGELES (%)	30 MAX	40 MAX
% PARTICULAS ALARGADAS — —	25 MAX	50 MAX



CONCRETO ASFALTICO



00

TOLERANCIAS

32 e

pendiente transversal con respecto a la de proyecto	+ 0.50 %
profundidad máxima de las depresiones observadas, -	
determinadas colocando una regla metálica de tres -	
metros de longitud, paralela y normalmente al eje	1.5 cm
espesores:	
En el 85% como mínimo del número total de espesores	
determinados:	er ≥ 0.90 e
En el 15% como máximo del número total de espesores	
determinados:	0.8 e ver ≥ 0.9
En el 5% como máximo del número total de espesores -	
determinados:	0.7 e ver ≥ 0.8

Capeta.

pendiente transversal con respecto a la de proyecto	+ 0.25%
Profundidad máxima de las depresiones observadas, -	
determinadas colocando una regla metálica de tres -	
metros de longitud paralela y normalmente al eje.	0.5 cm.
espesores:	
En el 90% como mínimo del número total de espesores	
determinados.	0.5 cm.
En el 10% restante del número total de espesores	de (-0.5 cm).
	a (-1.0 cm)
Coefficiente de <u>fricción</u> , determinado en condiciones	
de pavimento mojado, con dispositivo Mu meter.	0.35
Índice de perfil, determinado con perfilógrafo lon-	
gitudinal tipo California	20 pulg/mill.

APLICACIONES DE PAVIMENTOS RIGIDOS EN
MEXICO

- CALLES

AEROPUERTOS

PISOS INDUSTRIALES

TIPO DE CONCRETO EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION DE LOSAS

1 - CONCRETO SIMPLE (CON O SIN PASAJUNTAS)

2 - CONCRETO CON REFUERZO LIGERO (MALLAS DE CALIBRE DELGADO)

3 - CONCRETO CON REFUERZO CONTINUO

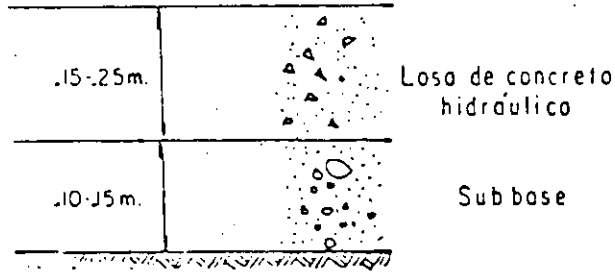
4 - CONCRETO PRESFORZADO

5 - CONCRETO FIBROSO

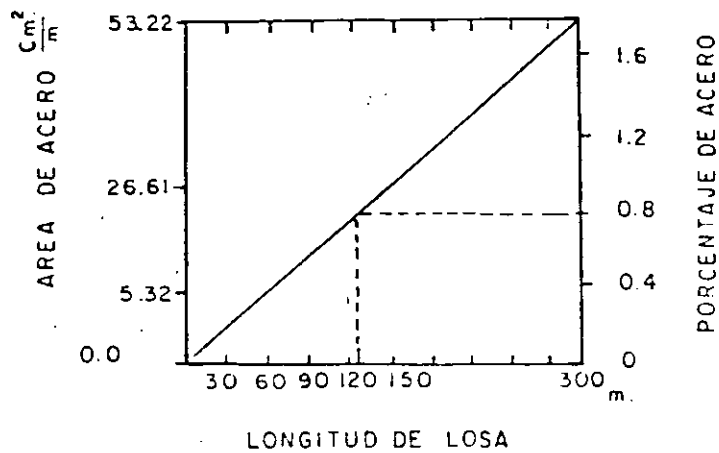
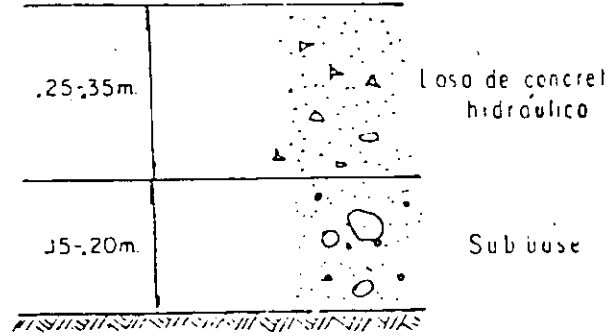
6 - CONCRETO RODILLADO

ESTRUCTURAS TIPICAS DE PAVIMENTO RIGIDO

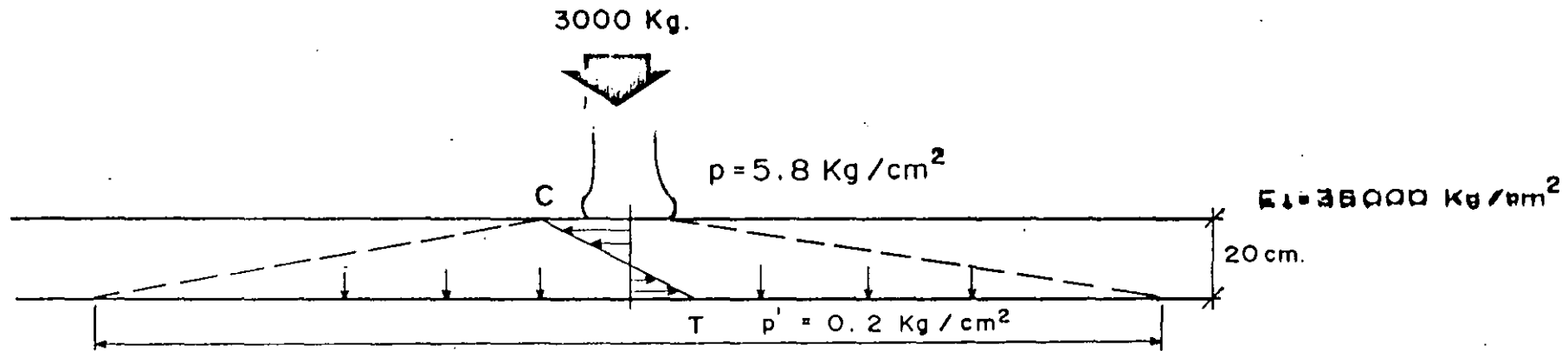
CARRETERAS Y CALLES



AEROPUERTOS



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

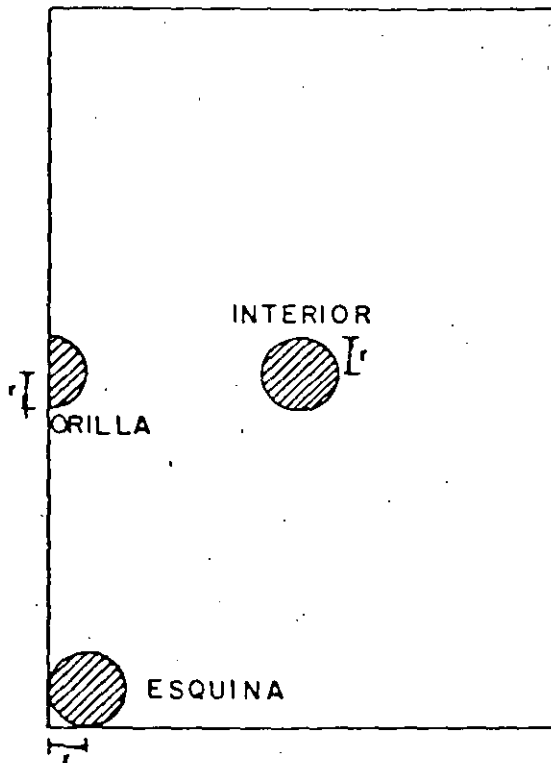
$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$

PRINCIPALES ACCIONES QUE AFECTAN LAS
LOSAS DE PAVIMENTO

- TRANSITO
- VARIACIONES DE TEMPERATURA
- OTRAS (VARIACIONES EN EL CONTENIDO DEL AGUA DEL SUELO, CONTRAC
CION DEL CONCRETO DURANTE EL FRAGUADO, FENOMENO DE ---
"BOMBEO", HELADAS, ETC.).

HIPOTESIS DE LA TEORIA DE WESTERGAARD

- 1.- LOSA HOMOGENEA, ELASTICA E ISOTROPA
- 2.- REACCION DEL APOYO VERTICAL Y PROPORCIONAL A LAS DEFLEXIONES,
(LIQUIDO DENSO).



LAS TRES POSICIONES DE LAS CARGAS
EN UNA LOSA DE CONCRETO

7

ECUACIONES DE WESTERGAARD

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log \left(\frac{Eh^3}{Kb^4} \right) - 54.54 \left(\frac{L}{c_1} \right)^2 c_2 \right]$$

$$\sigma_\lambda = 0.31625 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 1.0693 \right]$$

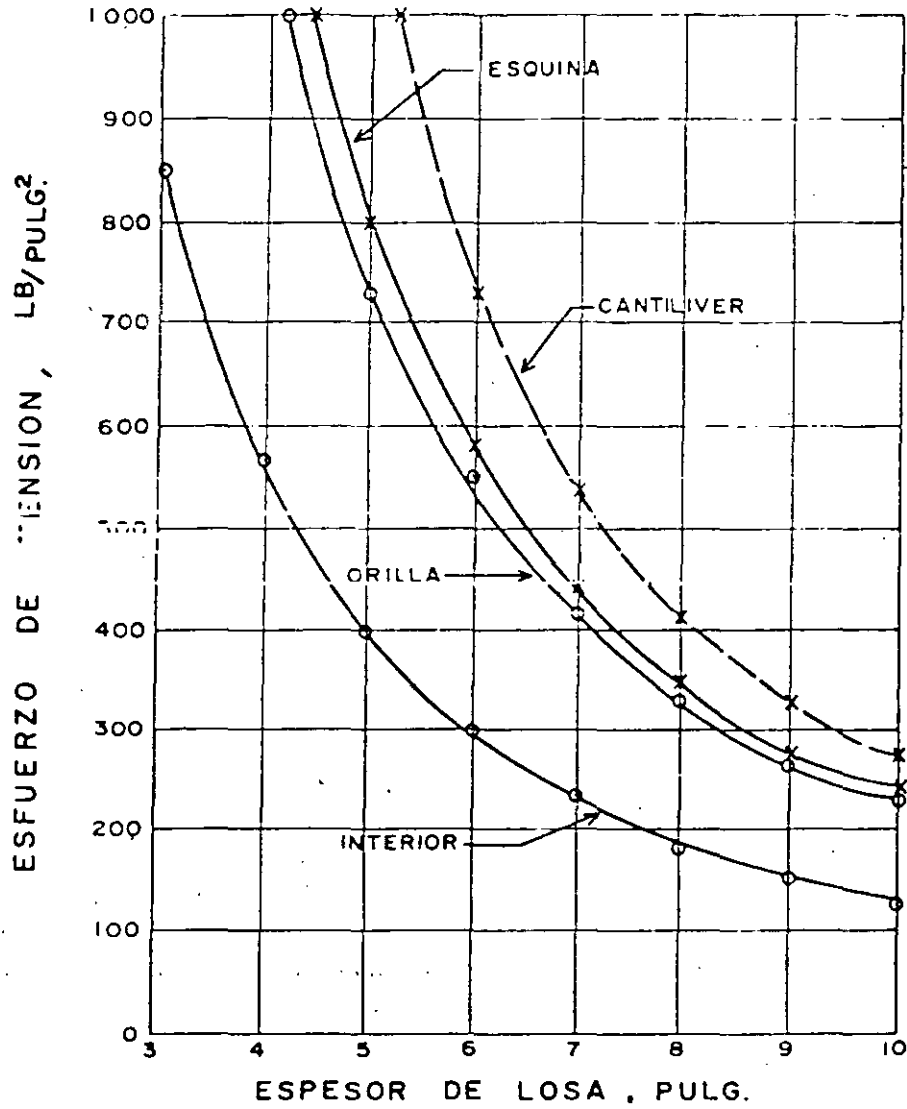
$$\sigma_e = 0.57185 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 0.3593 \right]$$

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right]$$

$$b = \sqrt{1.2 a^2 + h^2} - 0.675 h$$

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$$

ESFUERZOS DE TENSION PRODUCIDOS
POR CARGAS



$P = 8960$ lb.

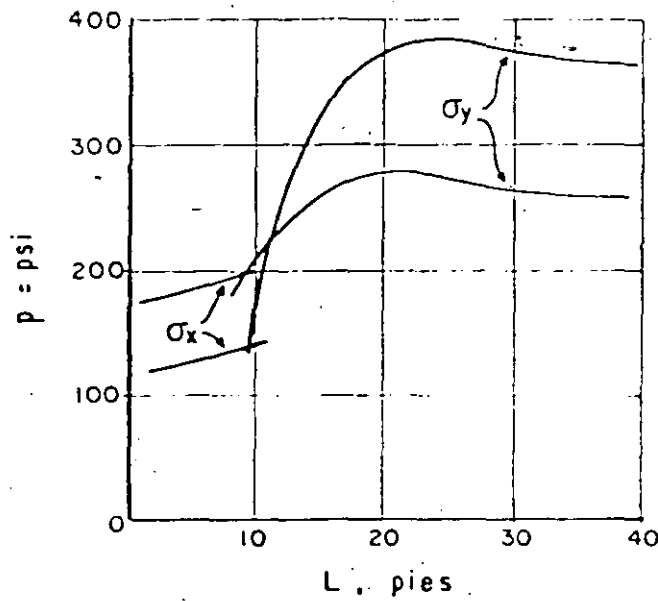
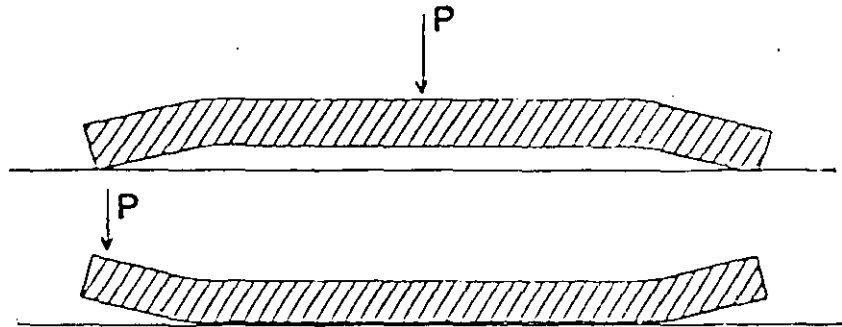
$K = 200$ lb/pulg³.

$E = 5 \times 10^6$ lb/pulg².

$\mu = 0.24$

presión inflado = 105 lb/pulg².

ESFUERZOS POR ALABEO



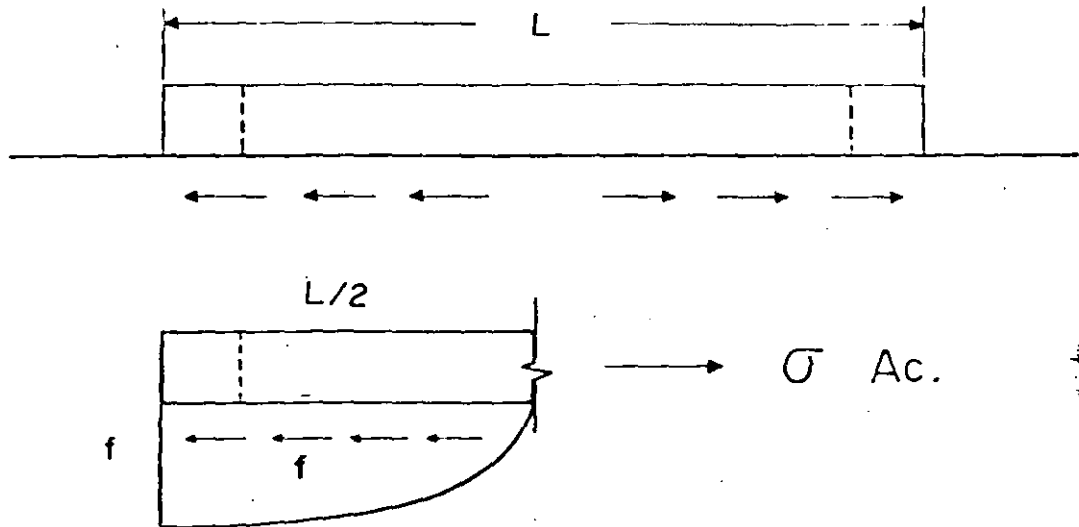
$$\sigma = \frac{E \epsilon_t \Delta t}{2} \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right)$$

ϵ_t = Coef. de dilatación.

Δt = Diferencia de temperatura

$C_1, C_2 = f(L/2)$

ESFUERZOS POR RESTRICCIÓN.



$$\sigma Ac = \frac{WLf}{2 \times 12}$$

$$\therefore \sigma = \frac{WLf}{24h}$$

W = Peso de la losa

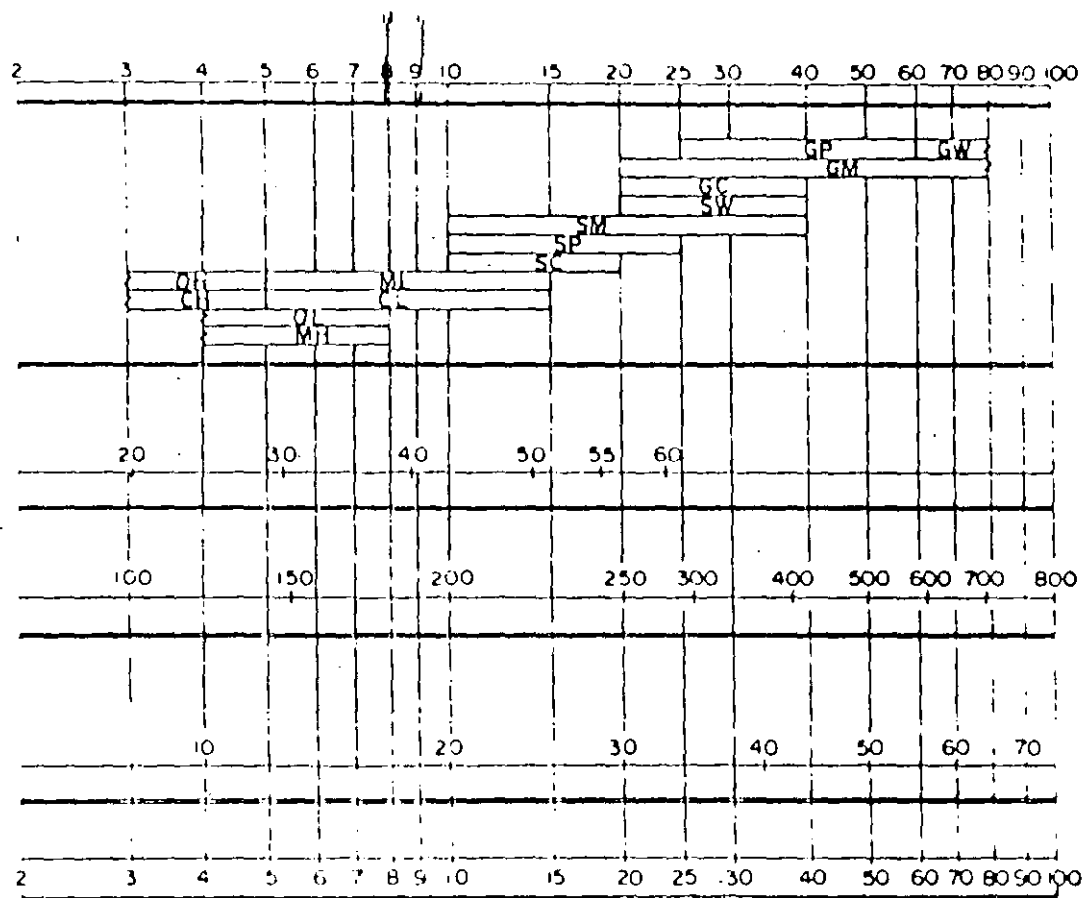
L = Longitud de la losa

f = Coeficiente de fricción

h = Espesor de la losa.

CATEGORIA DE SUBRASANTE

CATEGORIA	MATERIAL	CBR %	K lb/pulg ³
MUY BUENA	GW, GP, GM, GC SW, SP, SM, SC.	>10	> 200
BUENA	ML, CL, OL	6 A 10	150 A 200
MALA	MH, CH, OH	3 A 6	100 A 150



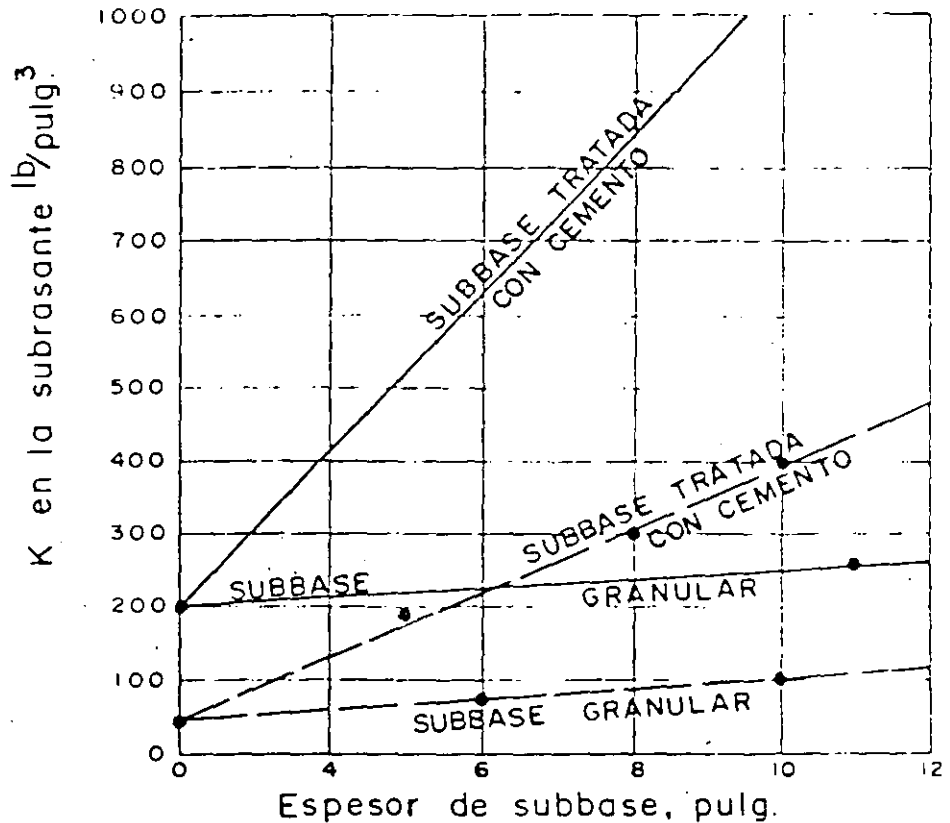
SISTEMA UNIFICADO
(SUCS)

VALOR DE RESISTENCIA R 12

MODULO DE REACCION DE
LA SUBRASANTE, K , LB/PULG.³

VALOR SOPORTE, EN LB/PULG.²
PLACA DE 30 PULG, DEFLEXION
0./PULG.

VALOR RELATIVO SOPORTE



INFLUENCIA DEL ESPESOR Y TIPO DE SUBBASE EN EL VALOR DE K.

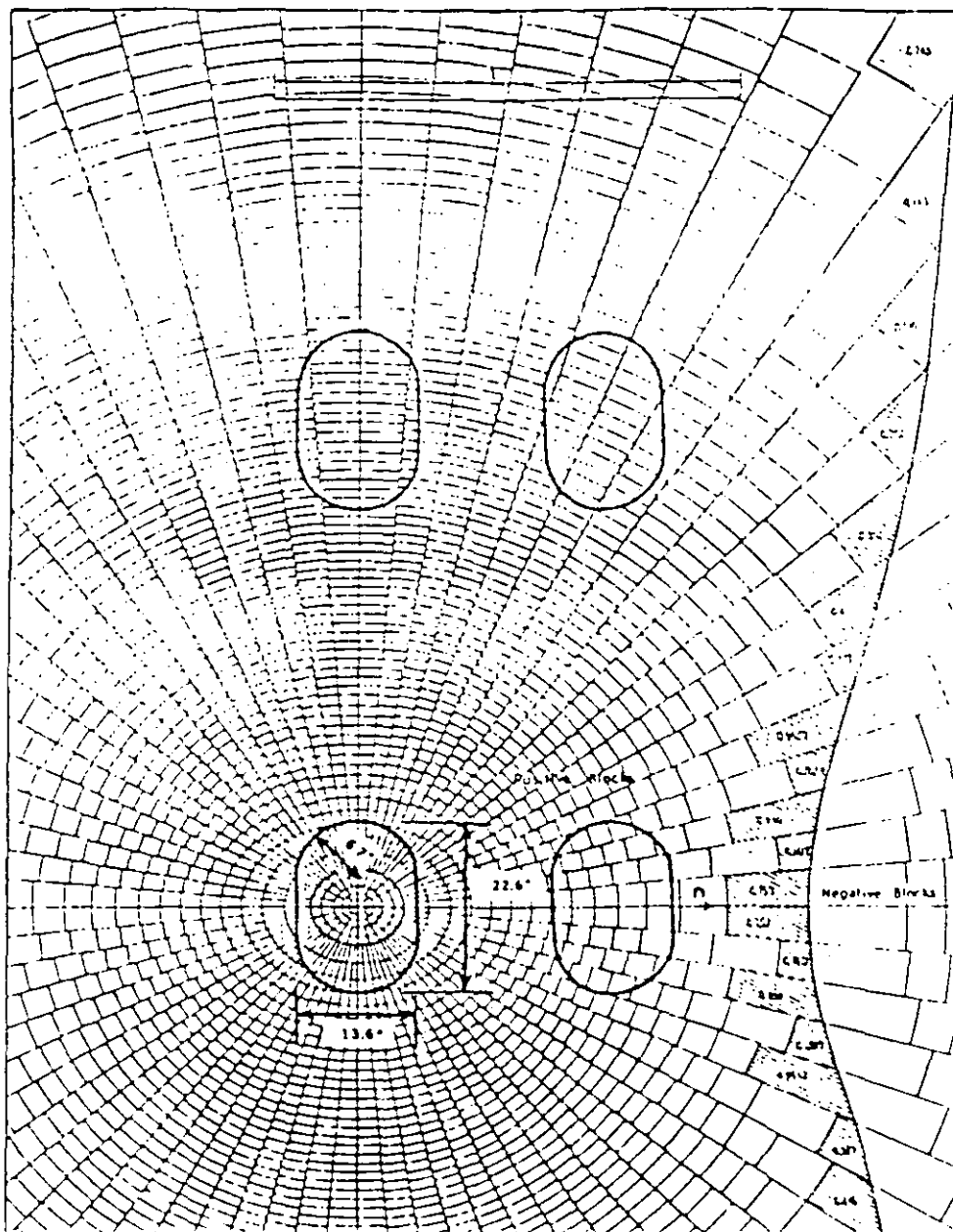


Figure 3.21. Influence chart for the moment M_x in a concrete pavement due to a load in the interior of the slab. (Subgrade assumed to be a dense liquid. Poisson's ratio for pavement assumed to be 0.15.)

$$\Delta = \frac{0.0005 \rho l^4 N}{D}$$

$$M = \frac{\rho l^4 N}{10,000}$$

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)k}}$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$\text{Stress} = \frac{6M}{h^2}$$

ASPECTOS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

- 1.- CALIDAD DEL CONCRETO.- SELECCION DE MATERIALES Y SU PROPORCIONAMIENTO, PARA OBTENER RESISTENCIA Y DURABILIDAD ADECUADAS.
- 2.- DISEÑO DE SUBRASANTE Y SUBBASE.- TECNICAS DE PREPARACION Y CONSTRUCCION QUE ASEGUREN UN APOYO UNIFORME Y PERMANENTE -- PARA LAS LOSAS
- 3.- DISEÑO DE ESPESORES.- SE REQUIERE QUE LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES PRODUCIDOS POR EL TRANSITO, NO SUPEREN EL LIMITE DE SEGURIDAD.
- 4.- DISEÑO DE JUNTAS.- DEFINICION DE LOS ESPACIAMIENTOS ENTRE JUNTAS, PARA REDUCIR LA FORMACION DE GRIETAS POR TEMPERATURA Y CONTRACCION

PREMISAS DE DISEÑO

1.- CARACTERIZACION DEL CONCRETO

$$MR_D = MR_{28} \left(1 - \frac{C \cdot V}{100} \right) M$$

2.- CARACTERIZACION DEL APOYO DE LA LOSA

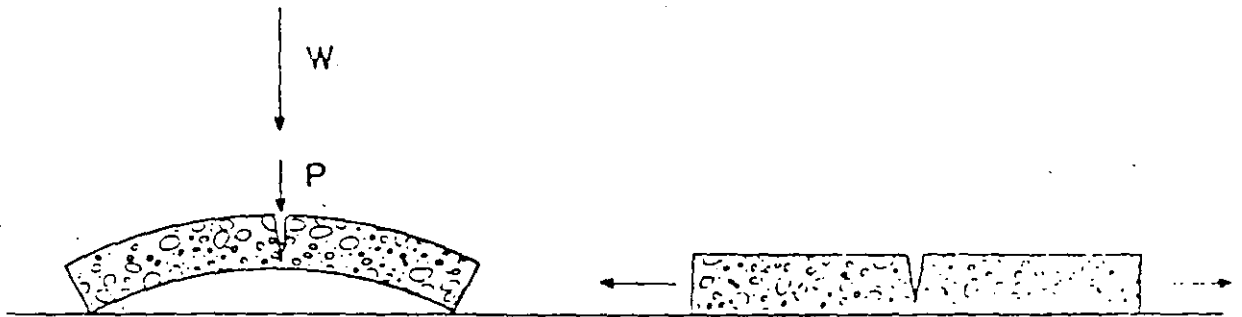
$$K_D$$

3.- CARACTERIZACION DEL TRANSITO

- ATENDIENDO A LA CLASIFICACION DE CARGAS
- ATENDIENDO A UNA CARGA DE REFERENCIA (EQUIVALENTE)

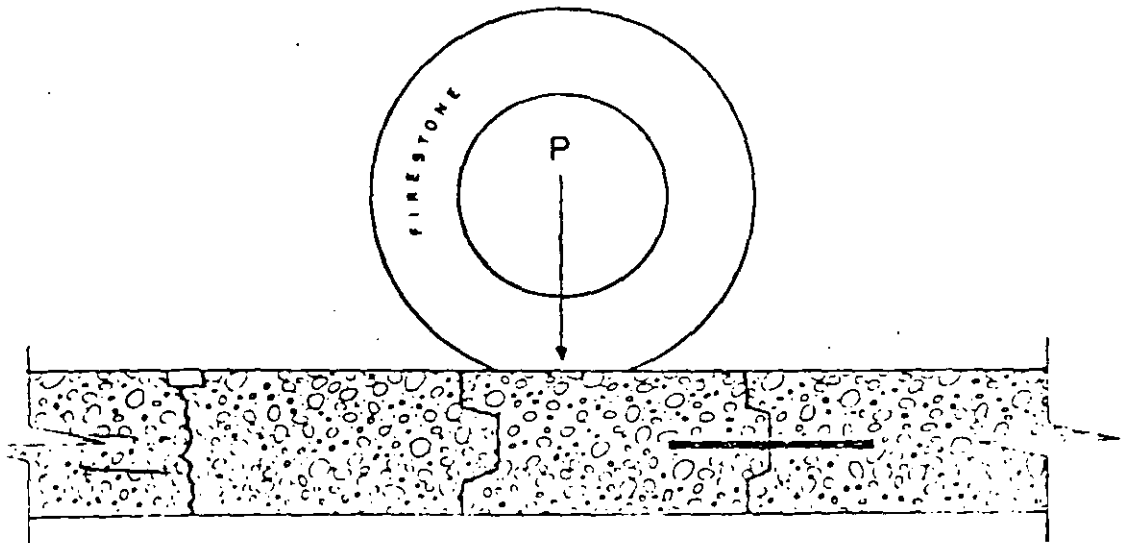
4.- CARACTERIZACION DE ASPECTOS AMBIENTALES

FRACTURAS



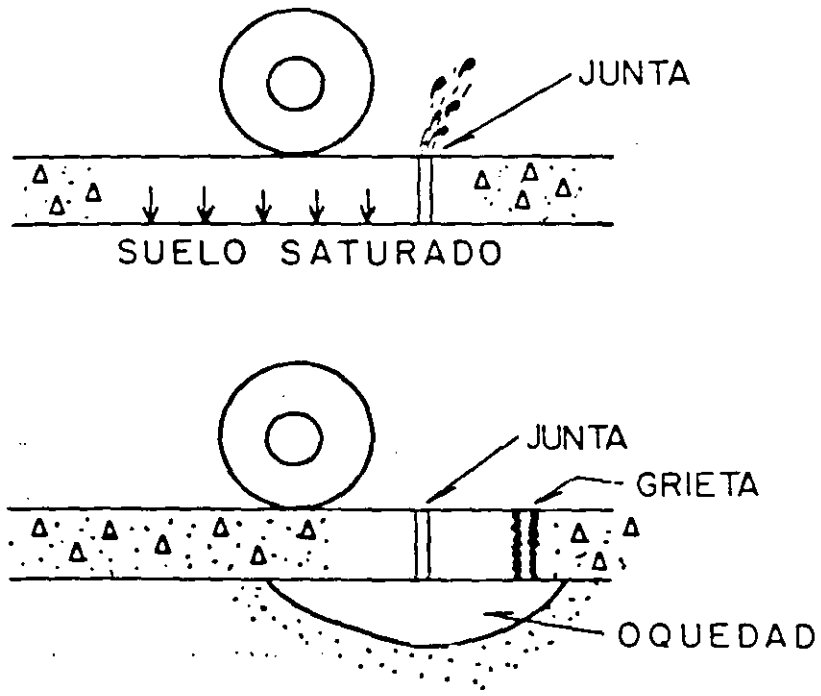
OBJETO DE LAS JUNTAS:

- A) PARA CONTROLAR GRIETAS
- B) POR RAZONES CONSTRUCTIVAS



DISPOSITIVOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA

FENOMENO DE BOMBEO



LAS SUBRASANTES SE USAN PARA EVITAR O LIMITAR

EXPANSION O CONTRACCION DEL SUELO

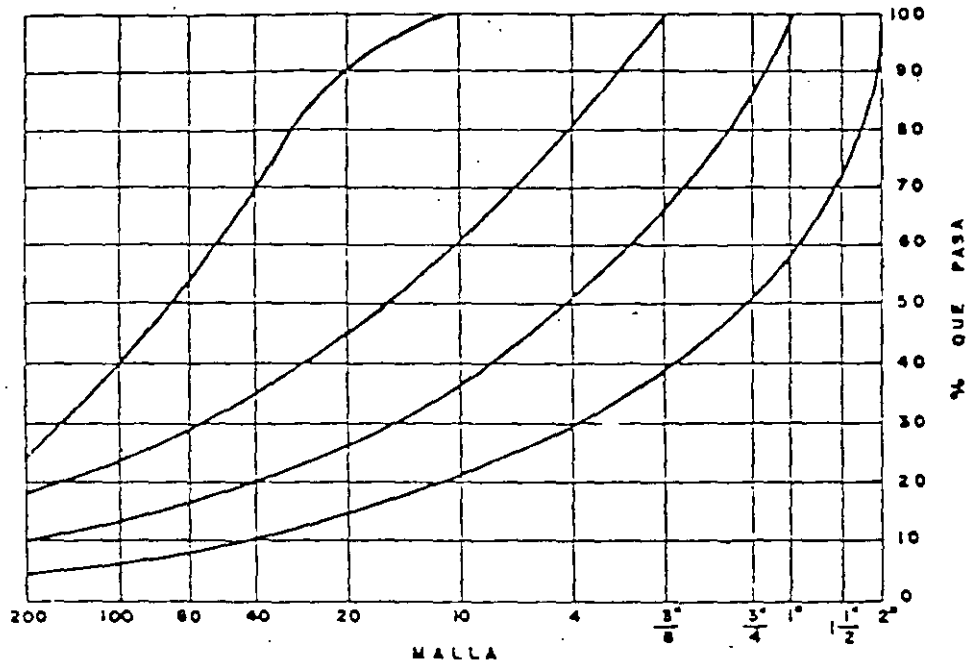
ACCION DE HELADAS

BOMBEO

ASENTAMIENTOS

APOYO NO UNIFORME

LAS SUBBASES SE USAN PARA EVITAR EL
BOMBEO, PROPORCIONAR APOYO UNIFORME
Y PERMANENTE.



ESPECIFICACIONES DE SUBBASE

$$T_M \leq \frac{1}{3} T$$

$$\leq \text{No. 200} \quad 15\%$$

$$IP \leq \quad 6\%$$

$$LL \leq \quad 25\%$$

ESPEJOR NORMAL : 10 A 15 CM

P R O Y E C T O

- 1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA. TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS.
- 2.- NORMAS PARA LA CONSTRUCCION PREVIA DEL APOYO AL PAVIMENTO. (Terracerías, capa subrasante, sub-base)
- 3.- ESPECIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- 4.- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO

CONDICIONES DE DISEÑO

1. MODO DE TRANSFERENCIA DE CARGA
2. USO DE ACOTAMIENTOS DE CONCRETO
3. USO DE SUBBASES RIGIDAS
4. DISEÑO POR FATIGA Y POR EROSION
5. VEHICULOS DE EJES TRIPLES (TRIDEMS)

LOSAS DE CONCRETO	MEDIO DE TRANSFERENCIA DE CARGAS.	ESPACIAMIENTO DE JUNTAS. (M)
SIMPLE	JUNTAS ASERRADAS	4.60
SIMPLE CON PASAJUNTAS	BARRAS LISAS	6.10
REFORZADO	BARRAS LISAS	12.2
REFUERZO CONTINUO	SUPERFICIES DE - GRIETAS FUERTE - MENTE UNIDAS POR EL REFUERZO.	150. O MAYOR (CONST. DE)

Calculation of Pavement Thickness

Project: Design 1A, four-lane Interstate, rural

Trial thickness 9.5 in Doweled joints: yes no

Subbase-subgrade k 130 pci Concrete shoulder: yes no

Modulus of rupture, MR 650 psi Design period 20 years

Load safety factor, LSF 1.2

4 in. untreated subbase

Axle load, kips	Multiplied by LSF <u>1.2</u>	Expected repetitions	Fatigue analysis		Erosion analysis	
			Allowable repetitions	Fatigue, percent	Allowable repetitions	Damage percent
1	2	3	4	5	6	7

8. Equivalent stress 206 10. Erosion factor 2.59

9. Stress ratio factor 0.317

Single Axles

30	36.0	6,310	27,000	23.3	1,500,000	0.4
28	33.6	14,690	77,000	19.1	2,200,000	0.7
26	31.2	30,140	230,000	13.1	3,500,000	0.9
24	28.8	64,410	1,200,000	5.4	5,900,000	1.1
22	26.4	106,900	Unlimited	0	11,000,000	1.0
20	24.0	235,800	"	0	23,000,000	1.0
18	21.6	507,200	"	0	64,000,000	0.5
16	19.2	422,500			Unlimited	0
14	16.8	586,900			"	0
12	14.4	1,837,000			"	0

11. Equivalent stress 192 13. Erosion factor 2.79

12. Stress ratio factor 0.295

Tandem Axles

53	62.4	21,320	1,100,000	19	920,000	2.3	
48	57.6	42,870	Unlimited	0	1,500,000	2.9	
44	52.8	124,900	"	0	2,500,000	5.0	
40	48.0	372,900	"	0	4,600,000	8.1	
36	43.2	885,800			9,500,000	9.3	
32	38.4	930,200			24,000,000	3.9	
28	33.6	1,656,000			92,000,000	1.8	
24	28.8	984,900			Unlimited	0	
20	24.0	1,227,000			"	0	
16	19.2	1,356,000					
			Total	<u>62.8</u>	Total		<u>35.9</u>

Fig. 4. Design 1A.

**Table 6a. Equivalent Stress — No Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4	825/679	726/585	671/542	634/516	584/486	523/457	464/443
4.5	699/586	616/500	571/460	540/435	498/406	448/378	417/363
5	602/516	531/436	493/399	467/376	432/349	390/321	363/307
5.5	526/461	464/387	431/353	409/331	379/305	343/278	320/264
6	465/416	411/348	382/316	362/296	336/271	304/246	285/232
6.5	417/380	367/317	341/286	324/267	300/244	273/220	256/207
7	375/349	331/290	307/262	292/244	271/222	246/199	231/186
7.5	340/323	300/268	279/241	265/224	246/203	224/181	210/169
8	311/300	274/249	255/223	242/208	225/188	205/167	192/155
8.5	285/281	252/232	234/208	222/193	206/174	188/154	177/143
9	264/264	232/218	216/195	205/181	190/163	174/144	163/133
9.5	245/248	215/205	200/183	190/170	176/153	161/134	151/124
10	228/235	200/193	186/173	177/160	164/144	150/126	141/117
10.5	213/222	187/183	174/164	165/151	153/136	140/119	132/110
11	200/211	175/174	163/155	154/143	144/129	131/113	123/104
11.5	188/201	165/165	153/148	145/136	135/122	123/107	116/98
12	177/192	155/158	144/141	137/130	127/116	116/102	109/93
12.5	168/183	147/151	136/135	129/124	120/111	109/97	103/89
13	159/176	139/144	129/129	122/119	113/106	103/93	97/85
13.5	152/168	132/138	122/123	116/114	107/102	98/89	92/81
14	144/162	125/133	116/118	110/109	102/98	93/85	88/78

**Table 6b. Equivalent Stress — Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4	640/534	559/468	517/439	489/422	452/403	409/388	363/384
4.5	547/461	479/400	444/372	421/356	390/338	355/322	333/316
5	475/404	417/349	387/323	367/308	341/290	311/274	294/267
5.5	418/360	368/309	342/285	324/271	302/254	276/238	261/231
6	372/325	327/277	304/255	289/241	270/225	247/210	234/203
6.5	334/295	294/251	274/230	260/218	243/203	223/188	212/180
7	302/270	256/230	246/210	236/198	220/184	203/170	192/162
7.5	275/250	243/211	226/193	215/182	201/168	185/155	176/148
8	252/232	222/196	207/179	197/168	185/155	170/142	162/135
8.5	232/216	205/182	191/166	182/156	170/144	157/131	150/125
9	215/202	190/171	177/155	169/146	158/134	146/122	139/116
9.5	200/190	175/160	164/146	157/137	147/126	136/114	129/108
10	186/179	164/151	153/137	146/129	137/116	127/107	121/101
10.5	174/170	154/143	144/130	137/121	128/111	119/101	113/95
11	164/161	144/135	135/123	129/115	120/105	112/95	106/90
11.5	154/153	136/128	127/117	121/109	113/100	105/90	100/85
12	145/146	128/122	120/111	114/104	107/95	99/86	95/81
12.5	137/139	121/117	113/106	108/99	101/91	94/82	90/77
13	130/133	115/112	107/101	102/95	95/86	89/76	85/73
13.5	124/127	109/107	102/97	97/91	91/83	85/74	81/70
14	118/122	104/103	97/93	93/87	87/79	81/71	77/67

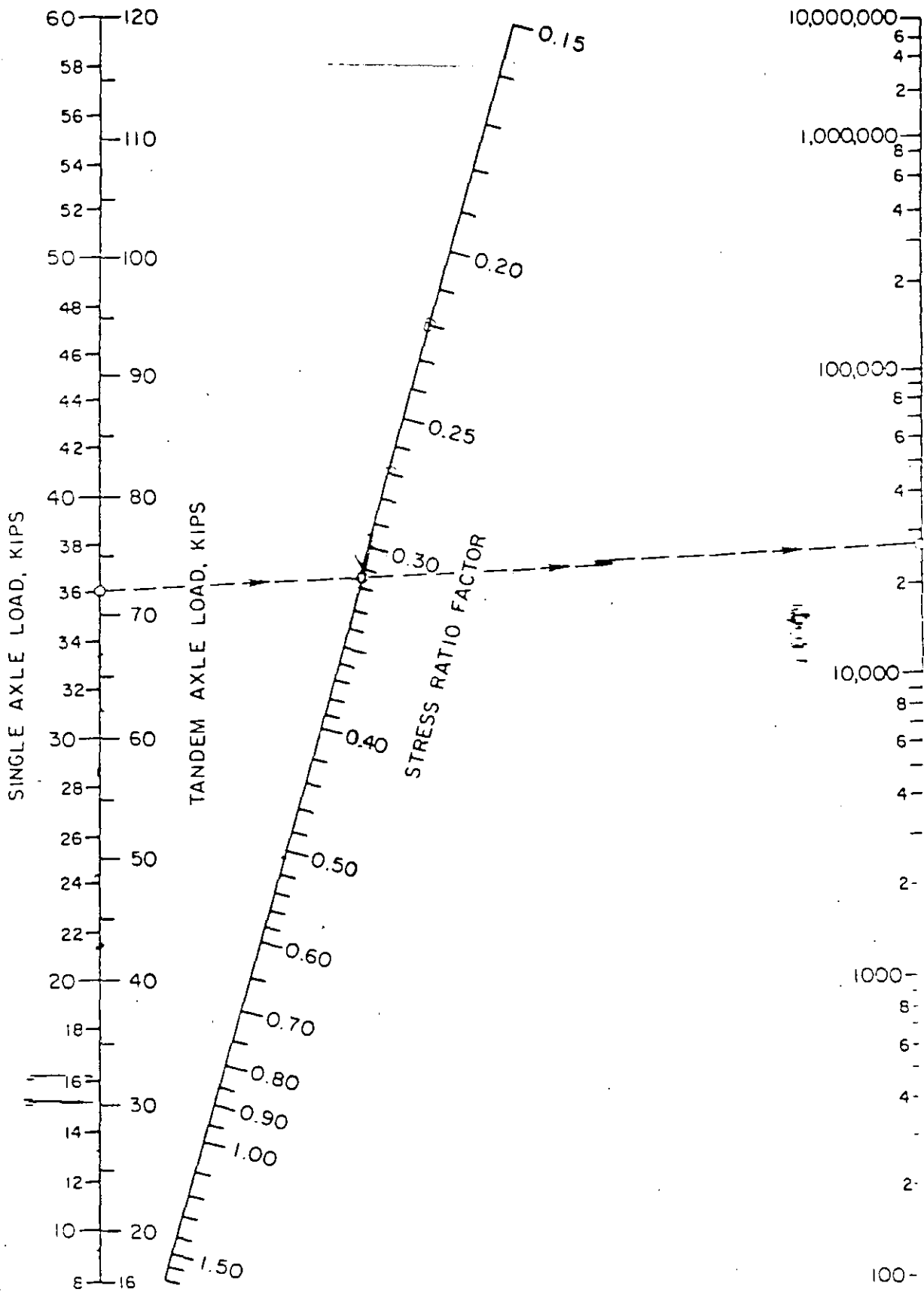


Fig. 5. Fatigue analysis—allowable load repetitions based on stress ratio factor (with and without concrete shoulder).

**Table 7a. Erosion Factors — Doweled Joints, No Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.74/3.63	3.73/3.79	3.72/3.75	3.71/3.73	3.70/3.70	3.68/3.67
4.5	3.59/3.70	3.57/3.65	3.56/3.61	3.55/3.58	3.54/3.55	3.52/3.53
5	3.45/3.58	3.43/3.52	3.42/3.48	3.41/3.45	3.40/3.42	3.38/3.40
5.5	3.33/3.47	3.31/3.41	3.29/3.36	3.28/3.33	3.27/3.30	3.26/3.28
6	3.22/3.38	3.19/3.31	3.18/3.26	3.17/3.23	3.15/3.20	3.14/3.17
6.5	3.11/3.29	3.09/3.22	3.07/3.16	3.06/3.13	3.05/3.10	3.03/3.07
7	3.02/3.21	2.99/3.14	2.97/3.08	2.96/3.05	2.95/3.01	2.94/2.98
7.5	2.93/3.14	2.91/3.06	2.88/3.00	2.87/2.97	2.86/2.95	2.84/2.90
8	2.85/3.07	2.82/2.99	2.80/2.93	2.79/2.89	2.77/2.85	2.76/2.82
8.5	2.77/3.01	2.74/2.93	2.72/2.86	2.71/2.82	2.69/2.78	2.68/2.75
9	2.70/2.95	2.67/2.87	2.65/2.80	2.63/2.76	2.62/2.71	2.61/2.68
9.5	2.63/2.90	2.60/2.81	2.58/2.74	2.56/2.70	2.55/2.65	2.54/2.62
10	2.56/2.85	2.54/2.76	2.51/2.68	2.50/2.64	2.48/2.59	2.47/2.56
10.5	2.50/2.81	2.47/2.71	2.45/2.63	2.44/2.59	2.42/2.54	2.41/2.51
11	2.44/2.76	2.42/2.67	2.39/2.58	2.38/2.54	2.36/2.49	2.35/2.45
11.5	2.39/2.72	2.36/2.62	2.33/2.54	2.32/2.49	2.30/2.44	2.29/2.40
12	2.33/2.68	2.30/2.58	2.28/2.49	2.26/2.44	2.25/2.39	2.23/2.36
12.5	2.28/2.64	2.25/2.54	2.23/2.45	2.21/2.40	2.19/2.35	2.18/2.31
13	2.23/2.61	2.20/2.50	2.18/2.41	2.16/2.36	2.14/2.30	2.13/2.27
13.5	2.18/2.57	2.15/2.47	2.13/2.37	2.11/2.32	2.09/2.26	2.08/2.23
14	2.13/2.54	2.11/2.43	2.08/2.34	2.07/2.29	2.05/2.23	2.03/2.19

**Table 7b. Erosion Factors — Aggregate-Interlock Joints,
No Concrete Shoulder (Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.94/4.03	3.91/3.95	3.88/3.89	3.86/3.86	3.82/3.83	3.77/3.80
4.5	3.79/3.91	3.76/3.82	3.73/3.75	3.71/3.72	3.68/3.68	3.64/3.65
5	3.65/3.81	3.63/3.72	3.60/3.64	3.58/3.60	3.55/3.55	3.52/3.52
5.5	3.54/3.72	3.51/3.62	3.48/3.53	3.46/3.49	3.43/3.44	3.41/3.40
6	3.44/3.64	3.40/3.53	3.37/3.44	3.35/3.40	3.32/3.34	3.30/3.30
6.5	3.34/3.56	3.30/3.46	3.26/3.36	3.25/3.31	3.22/3.25	3.20/3.21
7	3.26/3.49	3.21/3.39	3.17/3.29	3.15/3.24	3.13/3.17	3.11/3.13
7.5	3.18/3.43	3.13/3.32	3.09/3.22	3.07/3.17	3.04/3.10	3.02/3.06
8	3.11/3.37	3.05/3.26	3.01/3.16	2.99/3.10	2.96/3.03	2.94/2.99
8.5	3.04/3.32	2.98/3.21	2.93/3.10	2.91/3.04	2.88/2.97	2.87/2.93
9	2.98/3.27	2.91/3.16	2.85/3.05	2.84/2.99	2.81/2.92	2.79/2.87
9.5	2.92/3.22	2.85/3.11	2.80/3.00	2.77/2.94	2.75/2.85	2.73/2.81
10	2.86/3.18	2.79/3.06	2.74/2.95	2.71/2.89	2.68/2.81	2.66/2.76
10.5	2.81/3.14	2.74/3.02	2.68/2.91	2.65/2.84	2.62/2.76	2.60/2.72
11	2.77/3.10	2.69/2.98	2.63/2.86	2.60/2.80	2.57/2.72	2.54/2.67
11.5	2.72/3.06	2.64/2.94	2.58/2.82	2.55/2.76	2.51/2.68	2.49/2.63
12	2.68/3.03	2.60/2.90	2.53/2.78	2.50/2.72	2.46/2.64	2.44/2.59
12.5	2.64/2.99	2.55/2.87	2.48/2.75	2.45/2.68	2.41/2.60	2.39/2.55
13	2.60/2.95	2.51/2.83	2.44/2.71	2.40/2.65	2.36/2.56	2.34/2.51
13.5	2.56/2.93	2.47/2.80	2.40/2.68	2.36/2.61	2.32/2.53	2.30/2.48
14	2.53/2.90	2.44/2.77	2.36/2.65	2.32/2.58	2.28/2.50	2.25/2.44

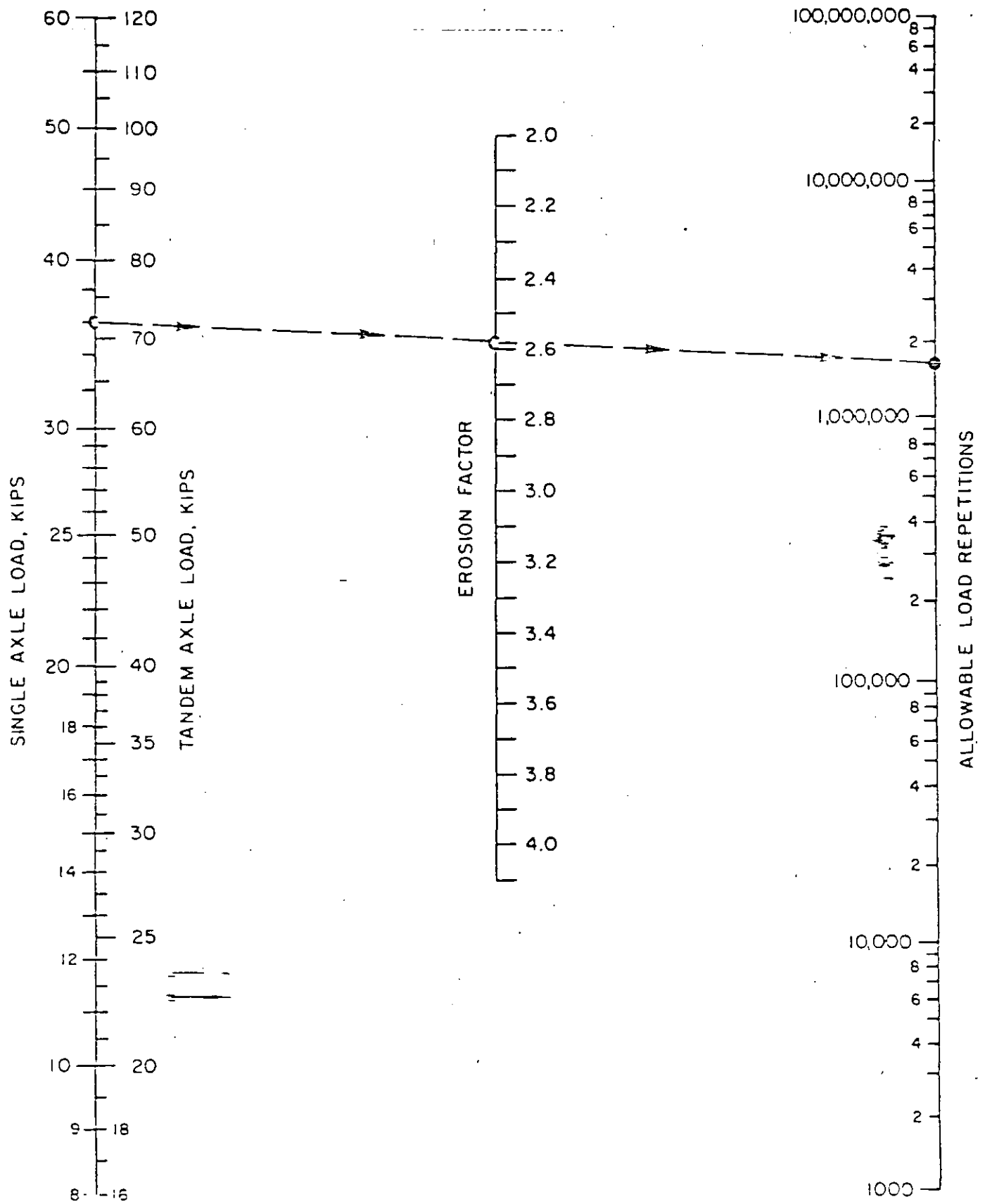


Fig. 6a. Erosion analysis—allowable load repetitions based on erosion factor (without concrete shoulder).

**Table 8a. Erosion Factors — Doweled Joints, Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.28/3.30	3.24/3.20	3.21/3.13	3.19/3.10	3.15/3.09	3.12/3.08
4.5	3.13/3.19	3.09/3.08	3.06/3.00	3.04/2.96	3.01/2.93	2.98/2.91
5	3.01/3.09	2.97/2.98	2.93/2.89	2.90/2.84	2.87/2.79	2.85/2.77
5.5	2.90/3.01	2.85/2.89	2.81/2.79	2.79/2.74	2.76/2.68	2.73/2.65
6	2.79/2.93	2.75/2.82	2.70/2.71	2.68/2.65	2.65/2.58	2.62/2.54
6.5	2.70/2.86	2.65/2.75	2.61/2.63	2.58/2.57	2.55/2.50	2.52/2.45
7	2.61/2.79	2.56/2.66	2.52/2.56	2.49/2.50	2.46/2.42	2.43/2.38
7.5	2.53/2.73	2.48/2.62	2.44/2.50	2.41/2.44	2.38/2.36	2.35/2.31
8	2.46/2.68	2.41/2.56	2.36/2.44	2.33/2.38	2.30/2.30	2.27/2.24
8.5	2.39/2.62	2.34/2.51	2.29/2.39	2.26/2.32	2.22/2.24	2.20/2.18
9	2.32/2.57	2.27/2.46	2.22/2.34	2.19/2.27	2.16/2.19	2.13/2.13
9.5	2.26/2.52	2.21/2.41	2.16/2.29	2.13/2.22	2.09/2.14	2.07/2.08
10	2.20/2.47	2.15/2.36	2.10/2.25	2.07/2.16	2.03/2.09	2.01/2.03
10.5	2.15/2.43	2.09/2.32	2.04/2.20	2.01/2.14	1.97/2.05	1.95/1.99
11	2.10/2.39	2.04/2.28	1.99/2.16	1.95/2.09	1.92/2.01	1.89/1.95
11.5	2.05/2.35	1.99/2.24	1.93/2.12	1.90/2.05	1.87/1.97	1.84/1.91
12	2.00/2.31	1.94/2.20	1.88/2.09	1.85/2.02	1.82/1.93	1.79/1.87
12.5	1.95/2.27	1.89/2.16	1.83/2.05	1.81/1.98	1.77/1.89	1.74/1.84
13	1.91/2.23	1.85/2.13	1.79/2.01	1.76/1.95	1.72/1.86	1.70/1.80
13.5	1.86/2.20	1.81/2.09	1.75/1.98	1.72/1.91	1.68/1.83	1.65/1.77
14	1.82/2.17	1.76/2.06	1.71/1.95	1.67/1.86	1.64/1.80	1.61/1.74

Table 8b. Erosion Factors — Aggregate-Interlock Joints, Concrete Shoulder (Single Axle/Tandem Axle)

Slab thickness, in	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.46/3.49	3.42/3.39	3.38/3.32	3.36/3.29	3.32/3.26	3.28/3.24
4.5	3.32/3.39	3.28/3.28	3.24/3.19	3.22/3.16	3.19/3.12	3.15/3.09
5	3.20/3.30	3.16/3.18	3.12/3.09	3.10/3.05	3.07/3.00	3.04/2.97
5.5	3.10/3.22	3.05/3.10	3.01/3.00	2.99/2.95	2.96/2.90	2.93/2.86
6	3.00/3.15	2.95/3.02	2.90/2.92	2.88/2.87	2.86/2.81	2.83/2.77
6.5	2.91/3.08	2.86/2.96	2.81/2.85	2.79/2.79	2.76/2.73	2.74/2.68
7	2.83/3.02	2.77/2.90	2.73/2.78	2.70/2.72	2.68/2.66	2.65/2.61
7.5	2.76/2.97	2.70/2.84	2.65/2.72	2.62/2.66	2.60/2.59	2.57/2.54
8	2.69/2.92	2.63/2.79	2.57/2.67	2.55/2.61	2.52/2.53	2.50/2.48
8.5	2.63/2.88	2.56/2.74	2.51/2.62	2.48/2.55	2.45/2.48	2.43/2.43
9	2.57/2.83	2.50/2.70	2.44/2.57	2.42/2.51	2.39/2.43	2.36/2.38
9.5	2.51/2.79	2.44/2.65	2.38/2.53	2.35/2.46	2.33/2.38	2.30/2.33
10	2.46/2.75	2.39/2.61	2.33/2.49	2.30/2.42	2.27/2.34	2.24/2.28
10.5	2.41/2.72	2.33/2.58	2.27/2.45	2.24/2.38	2.21/2.30	2.19/2.24
11	2.36/2.68	2.28/2.54	2.22/2.41	2.19/2.34	2.16/2.26	2.14/2.20
11.5	2.32/2.65	2.24/2.51	2.17/2.38	2.14/2.31	2.11/2.22	2.09/2.16
12	2.28/2.62	2.19/2.48	2.13/2.34	2.10/2.27	2.06/2.19	2.04/2.13
12.5	2.24/2.59	2.15/2.45	2.09/2.31	2.05/2.24	2.02/2.15	1.99/2.10
13	2.20/2.56	2.11/2.42	2.04/2.26	2.01/2.21	1.96/2.12	1.95/2.06
13.5	2.16/2.53	2.06/2.39	2.00/2.25	1.97/2.16	1.93/2.09	1.91/2.03
14	2.13/2.51	2.04/2.36	1.97/2.23	1.93/2.15	1.89/2.06	1.87/2.00

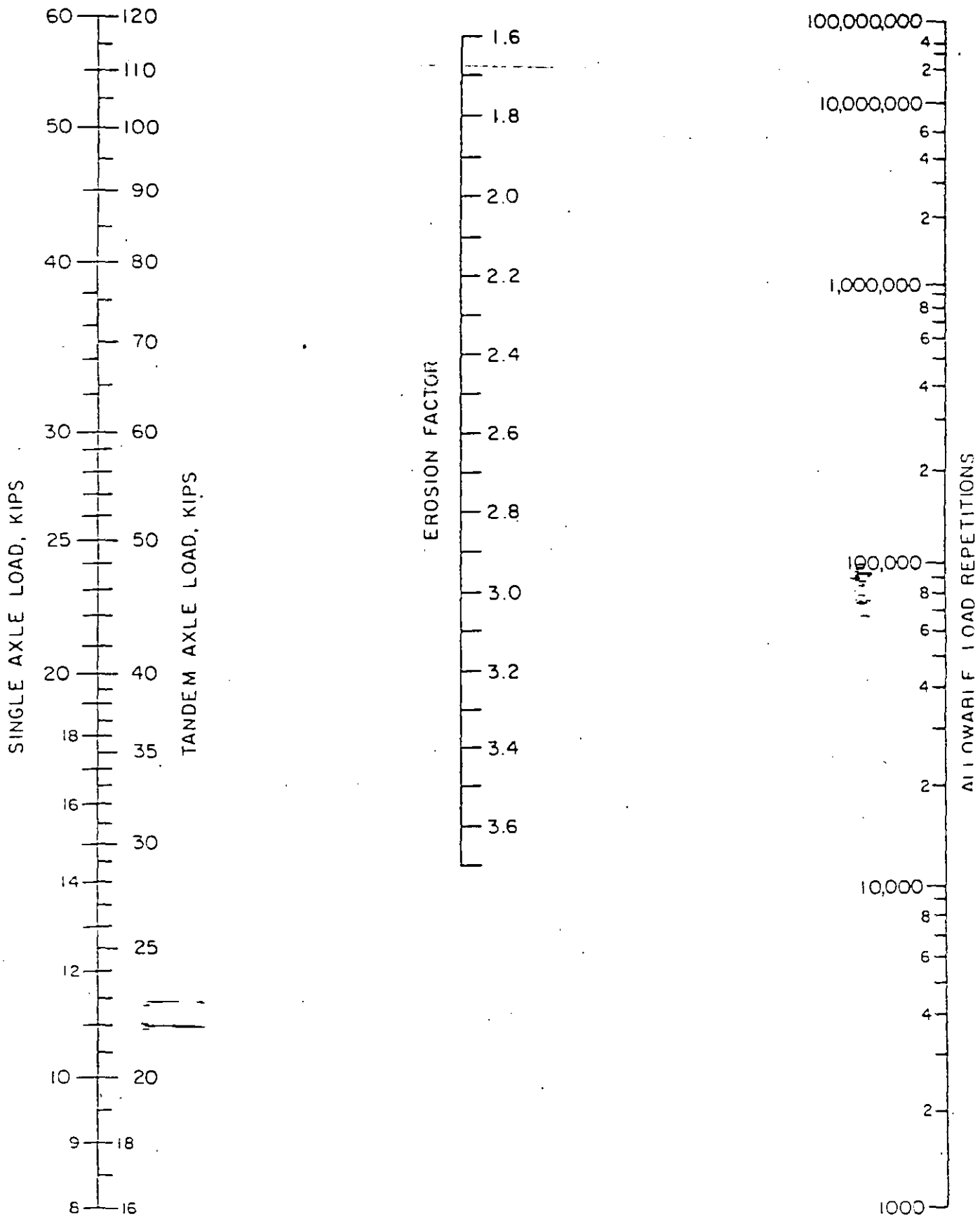


Fig. 6b. Erosion analysis—allowable load repetitions based on erosion factor (with concrete shoulder).

Calculation of Pavement Thickness

Project Design 10, Four-lane Interstate, rural

Trial thickness 10.0 in Doweled joints: yes no

Subbase-subgrade k 280 pci Concrete shoulder: yes no

Modulus of rupture, MR 650 psi Design period 20 years

Load safety factor, LSF 1.2

4-in. cement-treated subbase

Axle load, kips	Multiplied by LSF 1.2	Expected repetitions	Fatigue analysis		Erosion analysis	
			Allowable repetitions	Fatigue percent	Allowable repetitions	Damage percent
1	2	3	4	5	6	7

8. Equivalent stress 167 10. Erosion factor 2.72

9. Stress ratio factor 0.257

Single Axles

30	36.0	6,310	1,100,000	0.6	630,000	1.0
28	33.6	14,690	Unlimited	0	920,000	1.6
26	31.2	32,140	"	0	1,500,000	2.0
24	28.8	64,410	"	0	2,300,000	2.8
22	26.4	106,900			4,000,000	2.7
20	24.0	235,800			7,500,000	3.1
18	21.6	307,200			17,000,000	1.8
16	19.2	422,500			50,000,000	0.8
14	16.8	586,900			Unlimited	0
12	14.4	1,837,000			"	0

11. Equivalent stress 147 13. Erosion factor 2.90

12. Stress ratio factor 0.226

Tandem Axles

52	62.4	21,920	Unlimited	0	440,000	4.8	
48	57.6	42,870	"	0	690,000	6.2	
44	52.8	124,900	"	0	1,100,000	11.3	
40	48.0	372,900			2,000,000	18.6	
36	43.2	855,800			3,900,000	22.7	
32	38.4	920,700			8,600,000	10.8	
28	33.6	1,654,000			24,000,000	6.9	
24	28.8	2,549,000			Unlimited	0	
20	24.0	1,227,000			"	0	
16	19.2	1,356,000			"	0	
				Total	0.6	Total	97.1

Fig. 7. Design 10.

Calculation of Pavement Thickness

Project Tridem Axles Supplement to Design 1A
 Trial thickness 9.5 in Dowled joints yes no
 Subbase-subgrade k 130 pci Concrete shoulder yes no
 Modulus of rupture, MR 650 psi Design period 20 years
 Load safety factor, LSF 1.2

Axle load (kips)	Multiplied by LSF	Expected repetitions	Fatigue analysis		Erosion analysis	
			Allowable repetitions	Fatigue percent	Allowable repetitions	Damage percent
1	2	3	4	5	6	7

Tridem $\frac{54,000 \times 1.2}{3}$ 11. Equivalent stress 148 13. Erosion factor 2.95
Tandem Axles

<u>54,000</u>	<u>21,600</u>	<u>252,000</u>	<u>Unlimited</u>	<u>0</u>	<u>2,702,000</u>	<u>9.3</u>
Total			Total		Total	
			<u>0</u>		<u>9.3</u>	

to be added to totals shown in Fig 4

Fig. C1. Analysis of tridems.

Table C1. Equivalent Stress—Tridems
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4	510/431	456/392	437/377	428/369	419/362	414/360	412/359
4.5	439/365	380/328	359/313	349/305	339/297	331/292	328/291
5	387/317	328/281	305/266	293/258	282/250	272/244	269/242
5.5	347/279	290/246	266/231	253/223	240/214	230/208	226/206
6	315/249	261/218	237/204	223/196	209/187	198/180	193/178
6.5	289/225	238/196	214/183	201/175	186/166	173/159	168/156
7	267/204	219/178	196/165	183/158	167/149	154/142	148/138
7.5	247/187	203/162	181/151	168/143	153/135	139/127	132/124
8	230/172	189/149	168/138	156/131	141/123	126/116	120/112
8.5	215/159	177/138	158/128	145/121	131/113	116/106	109/102
9	200/147	166/128	148/119	136/112	122/105	108/98	101/94
9.5	187/137	157/120	140/111	129/105	115/98	101/91	93/87
10	174/127	148/112	132/104	122/96	108/91	95/84	87/81
10.5	163/119	140/105	125/97	115/92	103/86	89/79	82/76
11	153/111	132/99	119/92	110/87	98/81	85/74	78/71
11.5	142/104	125/93	113/86	104/82	93/76	80/70	74/67
12	133/97	119/88	105/82	100/76	89/72	77/66	70/63
12.5	123/91	113/83	103/78	95/74	85/68	73/63	67/60
13	114/85	107/79	98/74	91/70	81/65	70/60	64/57
13.5	105/80	101/75	93/70	87/67	78/62	67/57	61/54
14	97/75	95/71	89/67	83/63	75/59	65/54	59/51

**Table C2. Erosion Factors—Tridems—Doweled Joints
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.89/3.33	3.82/3.20	3.75/3.13	3.70/3.10	3.61/3.05	3.53/3.00
4.5	3.78/3.24	3.69/3.10	3.62/2.99	3.57/2.95	3.50/2.91	3.44/2.87
5	3.68/3.16	3.56/3.01	3.50/2.89	3.46/2.83	3.40/2.79	3.34/2.75
5.5	3.59/3.09	3.49/2.94	3.40/2.80	3.36/2.74	3.30/2.67	3.25/2.64
6	3.51/3.03	3.40/2.87	3.31/2.73	3.26/2.66	3.21/2.58	3.16/2.54
6.5	3.44/2.97	3.33/2.82	3.23/2.67	3.18/2.59	3.12/2.50	3.06/2.45
7	3.37/2.92	3.25/2.76	3.16/2.61	3.10/2.53	3.04/2.43	3.00/2.37
7.5	3.31/2.87	3.20/2.72	3.09/2.56	3.03/2.47	2.97/2.37	2.93/2.31
8	3.26/2.83	3.14/2.67	3.03/2.51	2.97/2.42	2.90/2.32	2.85/2.25
8.5	3.20/2.79	3.09/2.63	2.97/2.47	2.91/2.38	2.84/2.27	2.79/2.20
9	3.15/2.75	3.04/2.59	2.92/2.43	2.86/2.34	2.78/2.23	2.73/2.15
9.5	3.11/2.71	2.99/2.55	2.87/2.39	2.81/2.30	2.73/2.18	2.68/2.11
10	3.06/2.67	2.94/2.51	2.83/2.35	2.76/2.26	2.68/2.15	2.63/2.07
10.5	3.02/2.64	2.90/2.48	2.78/2.32	2.72/2.23	2.64/2.11	2.58/2.04
11	2.98/2.60	2.85/2.45	2.74/2.29	2.68/2.20	2.59/2.08	2.54/2.00
11.5	2.94/2.57	2.82/2.42	2.70/2.25	2.64/2.16	2.55/2.05	2.50/1.97
12	2.91/2.54	2.79/2.39	2.67/2.23	2.60/2.13	2.51/2.02	2.46/1.94
12.5	2.87/2.51	2.75/2.36	2.63/2.20	2.56/2.11	2.48/1.99	2.42/1.91
13	2.84/2.48	2.72/2.33	2.60/2.17	2.53/2.08	2.44/1.96	2.39/1.88
13.5	2.81/2.46	2.68/2.30	2.56/2.14	2.49/2.05	2.41/1.93	2.35/1.86
14	2.78/2.43	2.65/2.28	2.53/2.12	2.46/2.03	2.38/1.91	2.32/1.83

**Table C3. Erosion Factors—Tridems—Aggregate-Interlock Joints
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	4.06/3.50	3.97/3.38	3.88/3.30	3.82/3.25	3.74/3.21	3.67/3.16
4.5	3.95/3.40	3.85/3.28	3.76/3.18	3.70/3.13	3.63/3.08	3.56/3.04
5	3.85/3.32	3.75/3.19	3.66/3.08	3.60/3.03	3.52/2.97	3.46/2.93
5.5	3.76/3.26	3.66/3.11	3.56/3.00	3.51/2.94	3.43/2.87	3.37/2.83
6	3.68/3.20	3.58/3.05	3.48/2.92	3.42/2.86	3.35/2.79	3.29/2.74
6.5	3.61/3.14	3.50/2.99	3.40/2.86	3.34/2.79	3.27/2.72	3.21/2.67
7	3.54/3.09	3.43/2.94	3.33/2.80	3.27/2.73	3.20/2.65	3.14/2.60
7.5	3.48/3.05	3.37/2.89	3.26/2.75	3.20/2.67	3.13/2.59	3.08/2.54
8	3.42/3.01	3.31/2.84	3.20/2.70	3.14/2.62	3.07/2.54	3.01/2.48
8.5	3.37/2.97	3.25/2.80	3.15/2.65	3.09/2.56	3.01/2.49	2.96/2.43
9	3.32/2.94	3.20/2.77	3.09/2.61	3.03/2.53	2.95/2.44	2.90/2.38
9.5	3.27/2.91	3.15/2.73	3.04/2.58	2.98/2.49	2.90/2.40	2.85/2.34
10	3.22/2.88	3.11/2.70	3.00/2.54	2.93/2.46	2.85/2.36	2.80/2.29
10.5	3.18/2.85	3.06/2.67	2.95/2.51	2.89/2.42	2.81/2.32	2.76/2.26
11	3.14/2.83	3.02/2.65	2.91/2.48	2.84/2.39	2.77/2.29	2.71/2.22
11.5	3.10/2.80	2.98/2.62	2.87/2.45	2.80/2.36	2.72/2.26	2.67/2.19
12	3.07/2.78	2.95/2.59	2.83/2.43	2.76/2.33	2.68/2.23	2.63/2.16
12.5	3.03/2.76	2.91/2.57	2.79/2.40	2.73/2.31	2.65/2.20	2.59/2.13
13	3.00/2.74	2.88/2.55	2.76/2.38	2.69/2.28	2.61/2.17	2.55/2.10
13.5	2.97/2.72	2.84/2.53	2.73/2.35	2.66/2.26	2.58/2.15	2.52/2.07
14	2.94/2.70	2.81/2.51	2.69/2.33	2.63/2.24	2.54/2.12	2.49/2.05

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS DE CONTRACCION PARA
PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE; NO REFORZADO.

21

TIPO DE AGREGADO	ESPACIAMIENTO (M)
GRANITO TRITURADO	7.5 - 9
CALIZA TRITURADA	6 - 9
CALIZA CON PEDERNAL TRITURADA	6 - 7.5
GRAVA SILICOSA	4.5 - 5
GRAVA MENOR QUE 3/4	4.5 - 6
REZAGA	4.5 - 6

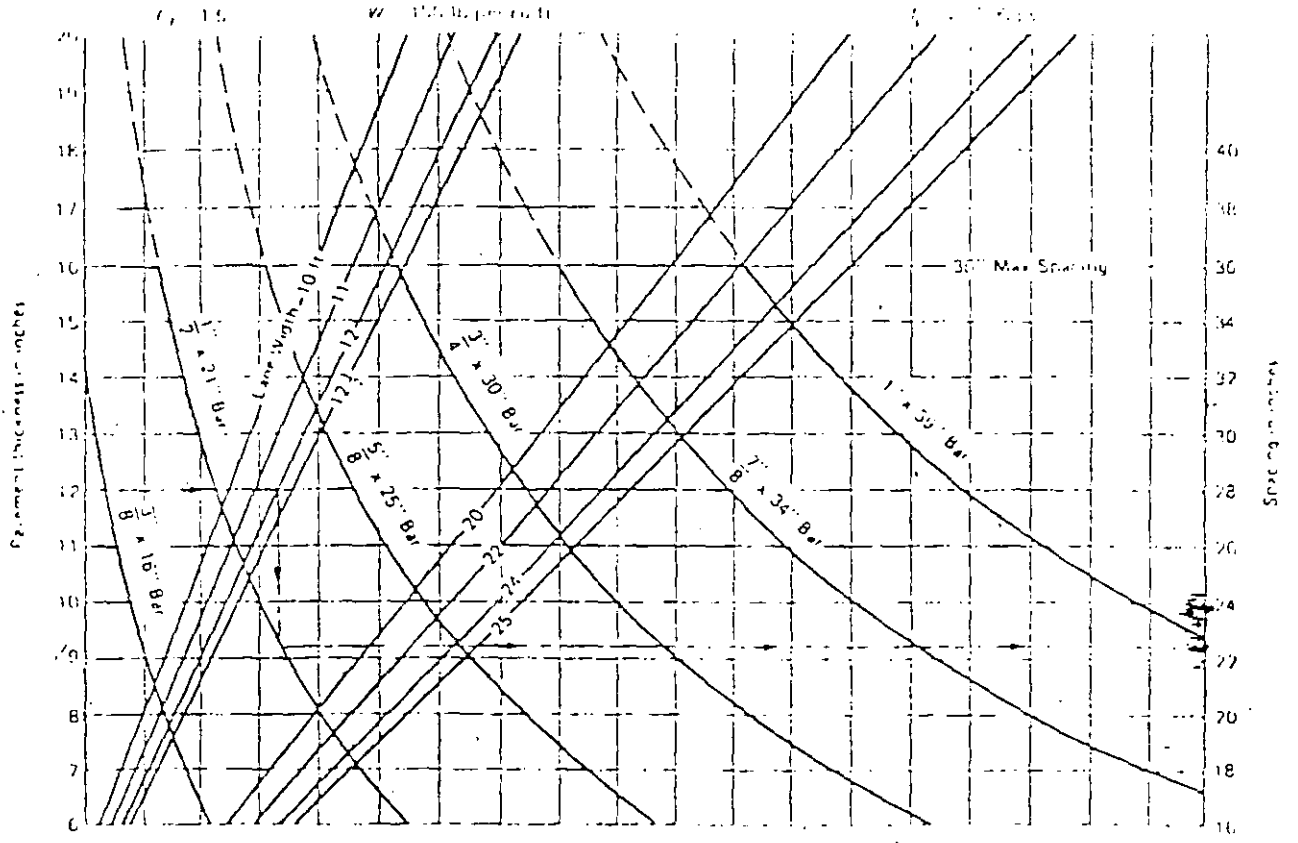


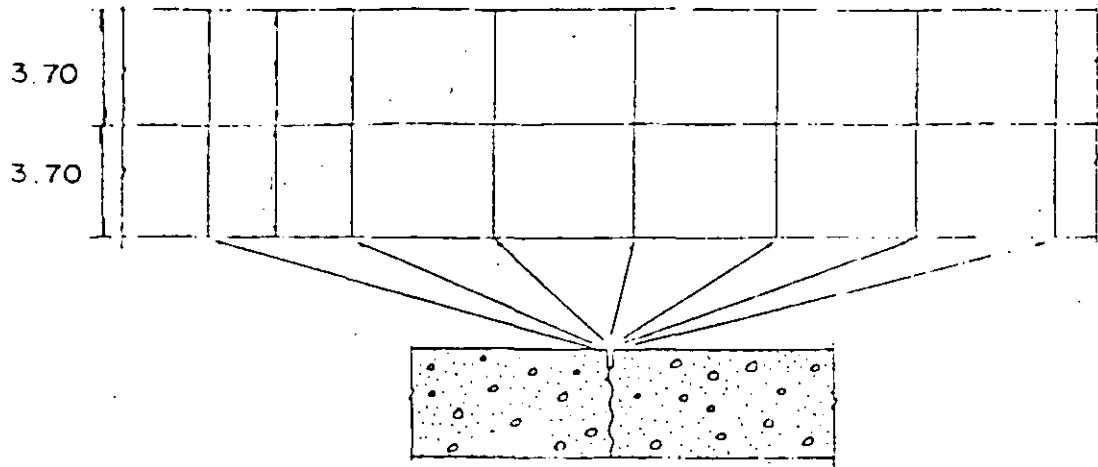
Fig. 22 22 Recommended tiebar dimensions and spacings

TABLE 22 9 Recommended Size and Spacing of Dowel Bars

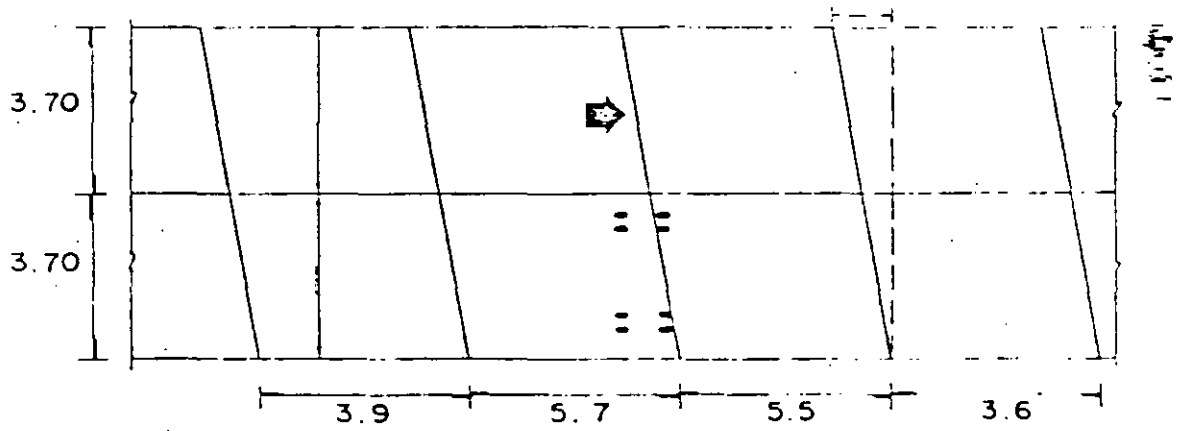
Slab Depth, in.	Dowel Diameter, in	Total Dowel Length*, in	Dowel Spacing, in c to c
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1 1/4	18	12
12-16	1 1/2	20	15
17-20	1 3/4	22	18
21-25	2	24	18

* Allowance made for joint openings and minor errors in positioning of dowels

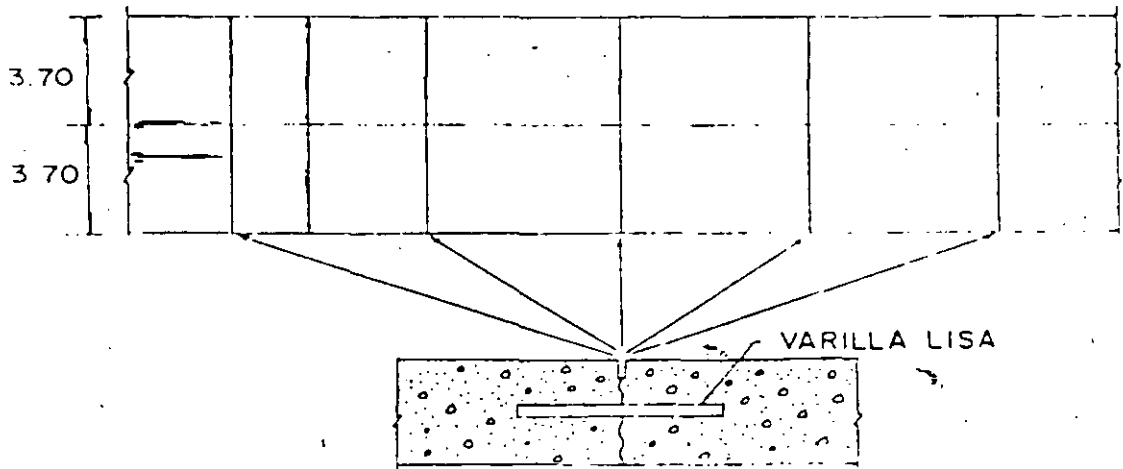
JUNTAS DE CONTRACCION

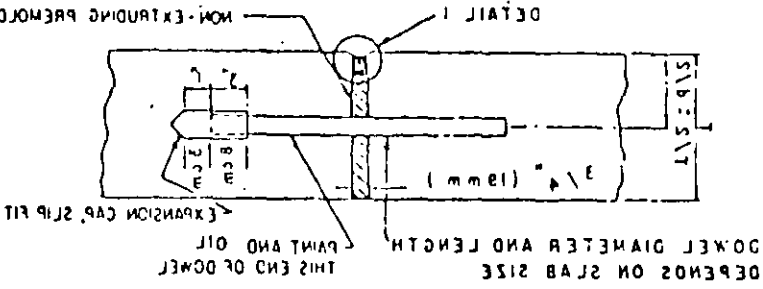


JUNTAS ESVAJADAS

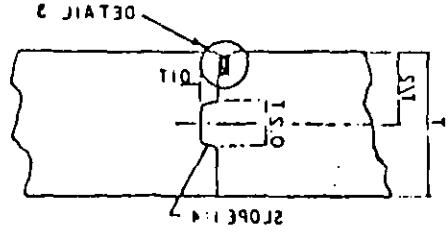


JUNTAS CON PASAJUNTA LISO

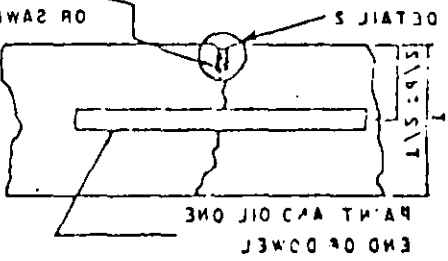




TYPE A-DOWELED

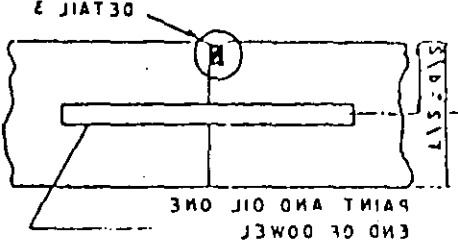


TYPE C-KEYED



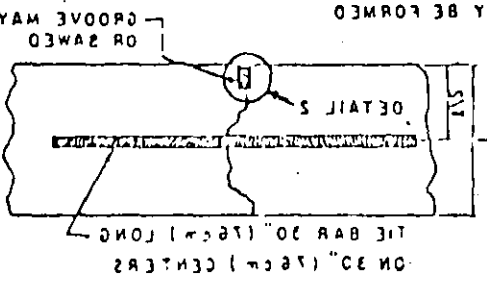
TYPE F-DOWELED

CONSTRUCTION JOINTS

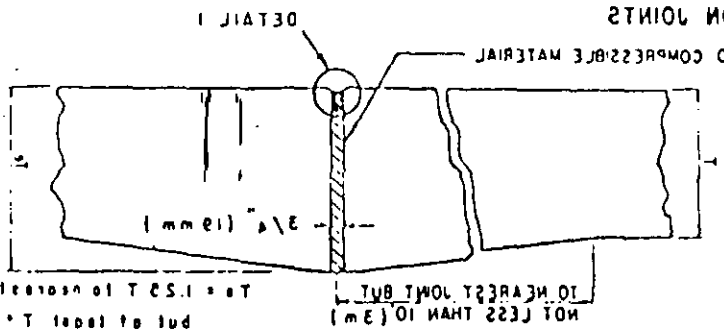


TYPE D-DOWELED

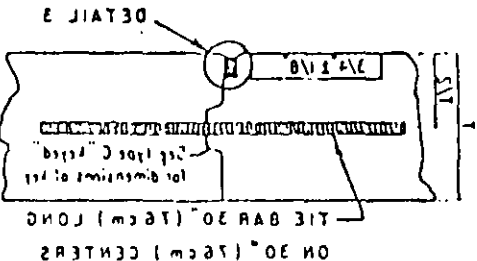
CONTRACTION JOINTS



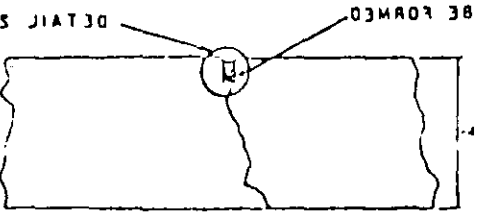
TYPE G-HINGED



TYPE B-THICKENED EDGE



TYPE E-HINGED (pull or keyed)



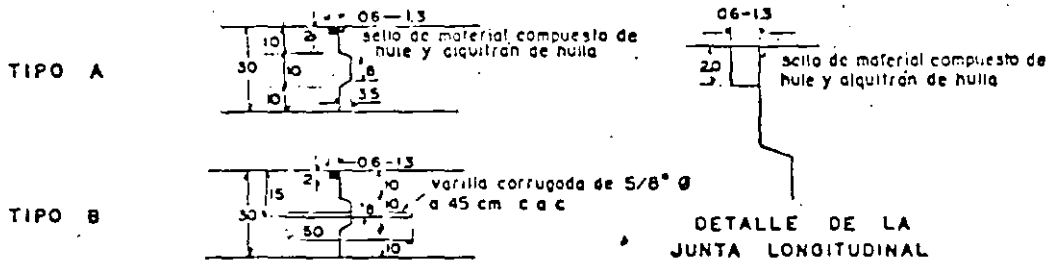
TYPE H-DUMMY

NOTE: 1 BRICK SHADING AREA IS JOINT BEARING

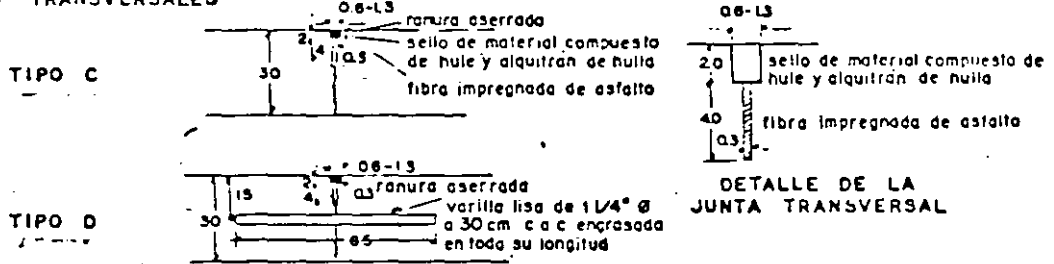
NOT LESS THAN 10 (3m) TO NEAREST JOINT BUT
Put of total T = 5 (15cm) T = 1.5 T to nearest 1 (3cm)

8

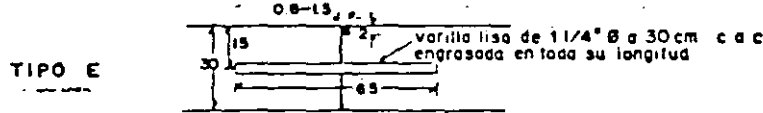
JUNTAS LONGITUDINALES



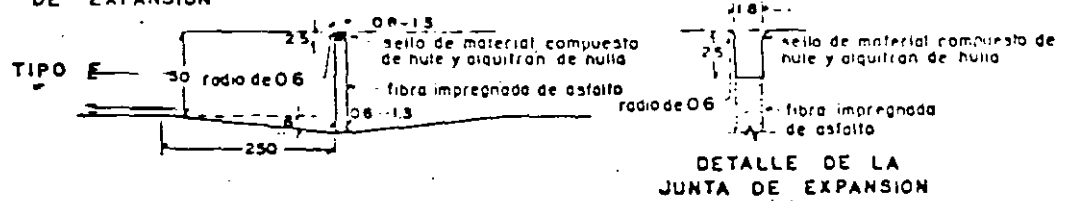
JUNTAS TRANSVERSALES



JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION



JUNTA DE EXPANSION



¿ ES NECESARIO EL REFUERZO ?

NO, CUANDO-HAY SOPORTE UNIFORME Y ESPACIAMIENTOS
CORTOS ENTRE JUNTAS.

SI, CUANDO SE REQUIEREN ESPACIAMIENTOS GRANDES
ENTRE JUNTAS, O CUANDO ESTAS SON INACEPTABLES
FUNCIONALMENTE.

$$A_s = \frac{F L W}{2 f_s}$$

A_s = AREA DE ACERO, EN pulg² POR PIE DE ANCHO

F = DISTANCIA ENTRE JUNTAS, EN PIES

W = PESO DE LA LOSA, EN LIBRAS/pie²

F = COEFICIENTE DE FRICCION EN LA SUBRASANTE

f_s = ESFUERZO DE TENSION DEL ACERO, psi.

WELDED WIRE FABRIC
 $f_y = 65,000$ PSI

STEEL BAR MAT
 $f_y = 60,000$ PSI

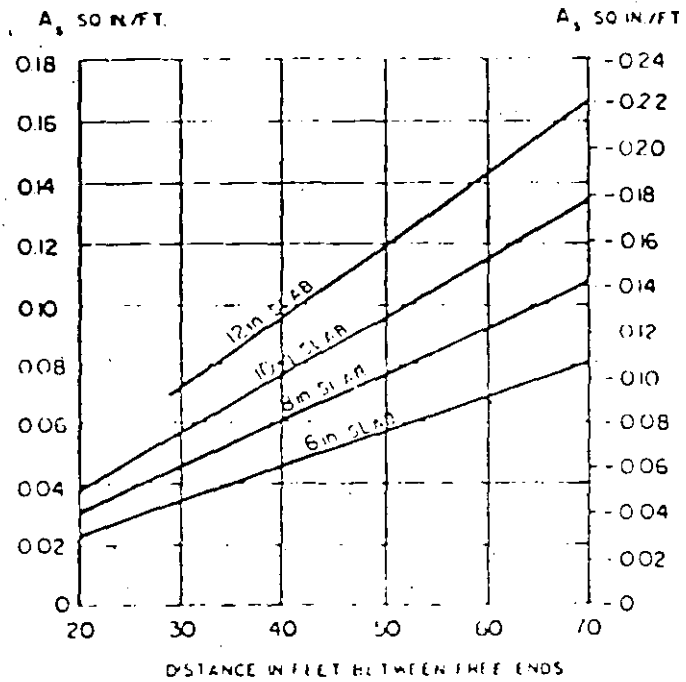


Fig. 15. Selection chart for distributed steel.

12.- Tolerancias.

12.1.- Losas de concreto.-

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto

+ 0.1%

12.2.- Profundidad máxima de las depresiones observadas, determinadas colocando una regla metálica de 5 m. en dirección paralela y con espaciamentos en el sentido transversal no mayores de 2.00 m.

5 mm.

12.3.- Espesores.

En el 80% como mínimo del número total de espesores determinados

$e_r \geq e$

En el 20% como máximo del número total de espesores determinados

$e_r \geq 4.5$ mm.

El espesor de las losas se obtendrá por medición directa en la losa, cuando sea posible, o por medio de corazones.

12.4.- Resistencia.

El 80% como mínimo de los valores determinados en las pruebas de módulo de resistencia a la tensión por flexión a los 28 días.

M.R. \geq 45 kg/cm²

El 20% restante no podrá tener

M.R. \leq 41 kg/cm²

Asimismo el promedio de las resistencias obtenidas en cuatro ensayos consecutivos deberá ser

\geq 45 kg/cm²

12.5.- Coefficiente de fricción.

\geq 0.35

12.6.- Indice de Perfil

\leq 20 pulg/m₁

12.7.- Desviación máxima medida en perfilograma

0.3 pulgada

PROPIEDADES DEL CONCRETO ENDURECIDO

RESISTENCIA A LA TENSION

RESISTENCIA A LA COMPRESION

MODULO DE ELASTICIDAD

MODULO DE POISSON

DEFORMABILIDAD POR CAMBIOS DE TEMPERATURA

CONTRACCION

DURABILIDAD.

TENDENCIAS ACTUALES

PAVIMENTOS MAS GRUESOS

SUBRASANTES ESTABILIZADAS

USO DE ELEMENTOS DE TRANSFERENCIA

SUB-BASES MAS RESISTENTES
(CONCRETO POBRE)

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES

Concepto	Rígido	Flexible
1.- Calidad de Rodamiento	Mayores problemas en el acabado superficial. Las juntas entre losas suelen ser fuente permanente de problemas. Este inconveniente se atenúa notoriamente en losas con acero de refuerzo, al aumentarse sensiblemente el espaciamiento entre juntas.	Mayor facilidad para lograr una mejor superficie de rodamiento.
2.- Funcionalidad	Bajo altos niveles de tránsito este pavimento llega a ser más ventajoso. La falla más común se manifiesta por agrietamientos, los cuales no suelen afectar la funcionalidad.	Cuando el tránsito es intenso suele ser común la formación de baches y roderas, que afectan seriamente la funcionalidad del pavimento
3.- Agrietamiento	Es más probable que en este caso se presenten grietas no controladas. Sin embargo, estas suelen ser de poca trascendencia.	El agrietamiento suele influir mayormente en el comportamiento del pavimento.
4.- Resistencia al derrapamiento.	En ambos tipos de pavimento se requiere adoptar medidas especiales para disponer de una superficie antiderrapante. Sin embargo, la textura superficial del pavimento rígido suele ser más estable que la del flexible.	

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES
(Continuación)

Concepto	Rígido	Flexible
5.- Facilidad de - reparación	Requiere alta especialización	Es relativamente sencilla, sin embargo, en caminos de alto tránsito la operación del mismo se ve seriamente afectada.
6.- Visibilidad	En general la visibilidad es mejor - que en el pavimento flexible	
7.- Durabilidad	Substancialmente mayor que la del pa- vimento flexible.	
8.- Construcción - por etapas	No aplicable a este tipo de pavimen- to, a menos que se recurra a capas - bituminosas	Muy favorable
9.- Costos	Los costos de construcción inicial - son mayores, siendo en cambio meno- res los de conservación. La suma de ambos es motivo de análisis en cada caso.	Posibilidad de diferir in- versiones al construir por etapas.
10.- Confiabilidad	En condiciones críticas ¹⁶ particular- mente difíciles, ofrece mayores ga- rantías que el flexible.	

ASFALTOS DISEÑO

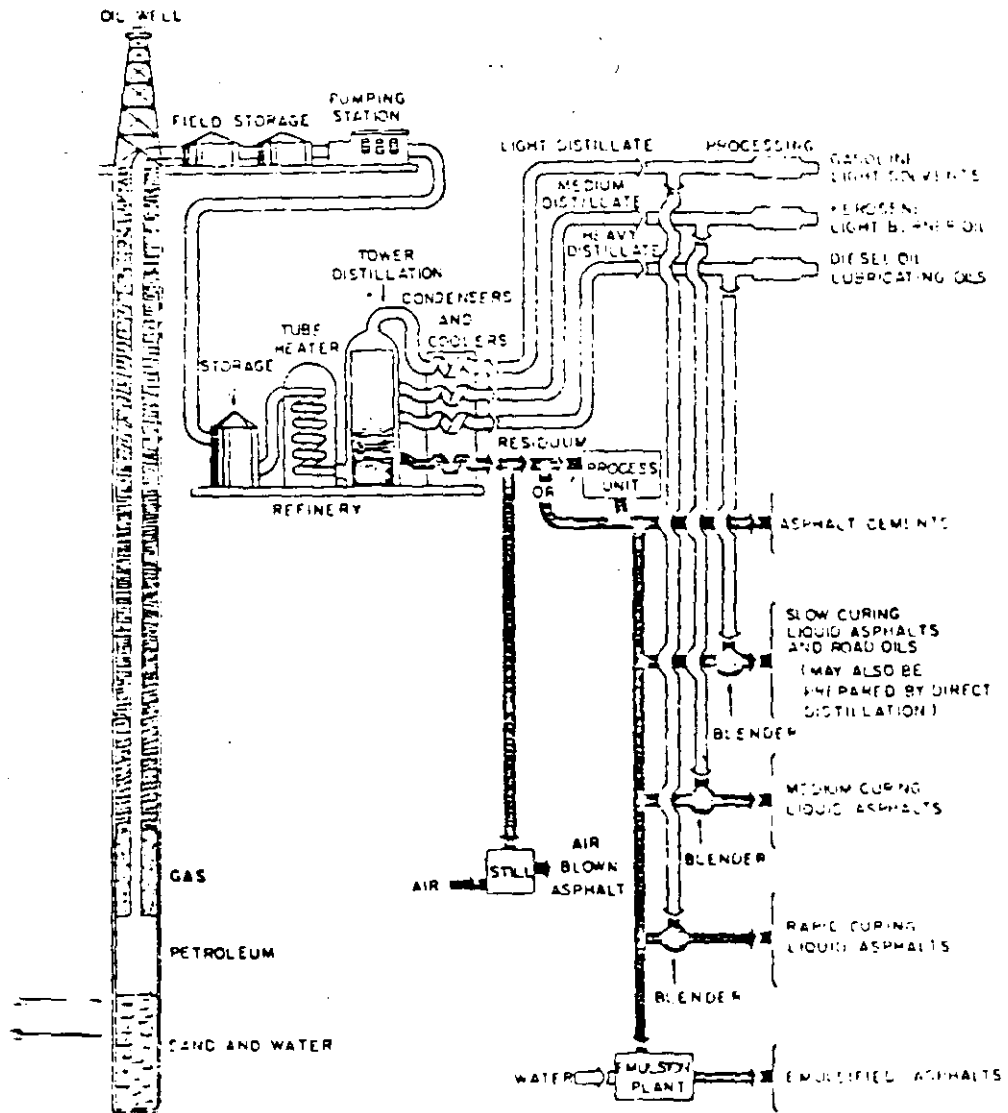
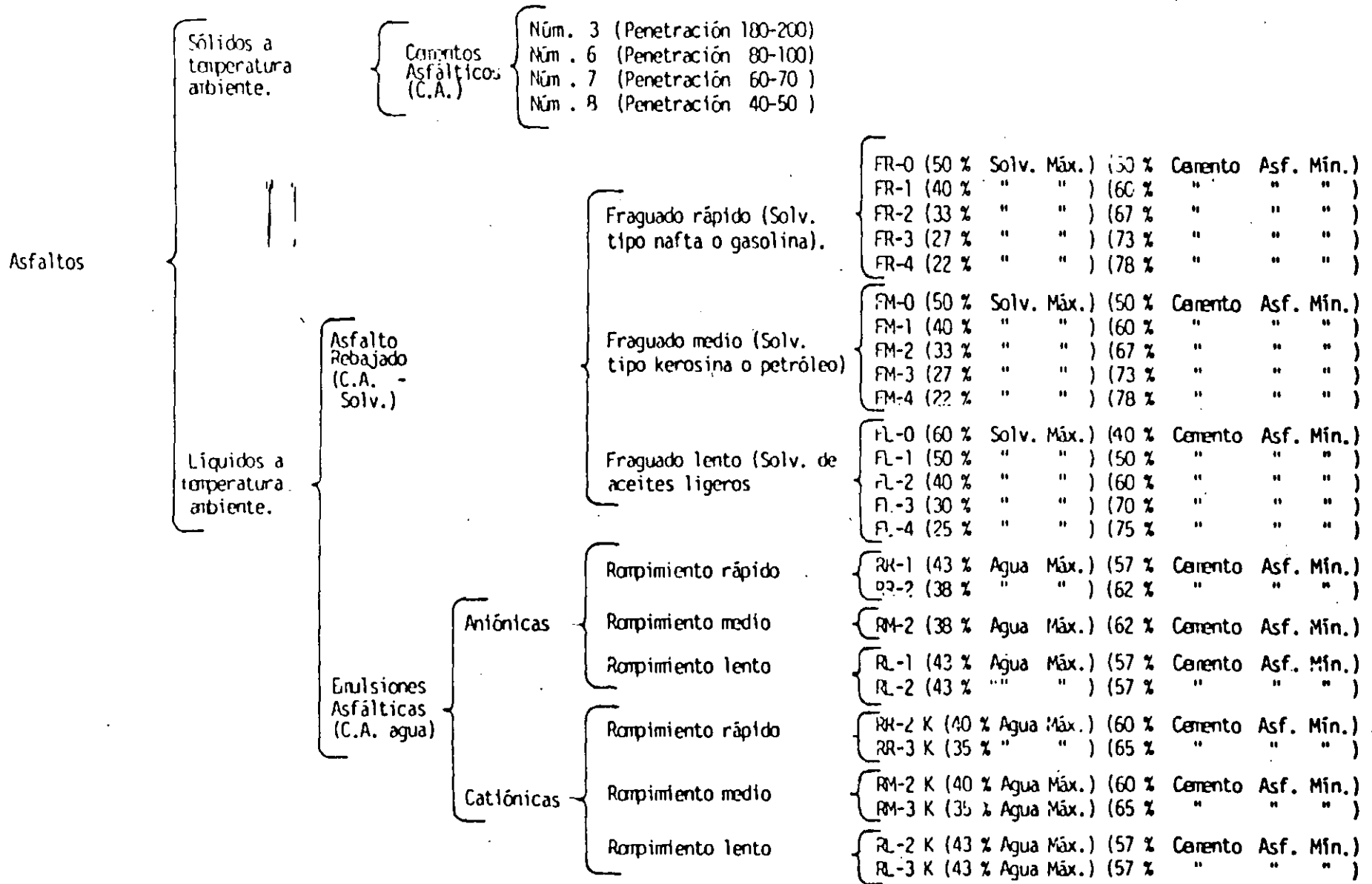
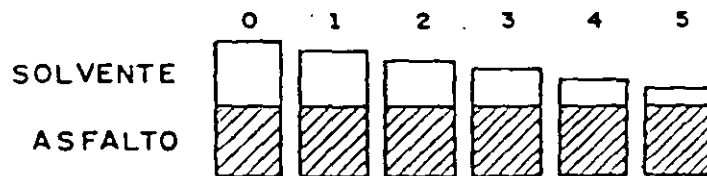


Fig. 15.6. Petroleum asphalt flow chart. (Courtesy of The Asphalt Institute)

5.- CLASIFICACION DE LOS ASFALTOS.

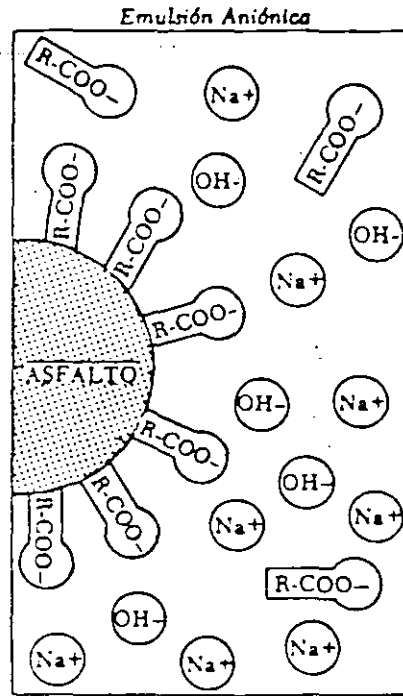
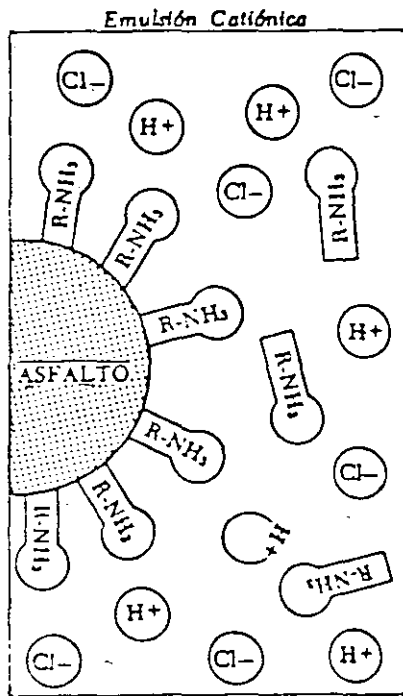


ASFALTOS REBAJADOS
 PROPORCION DE SOLVENTES

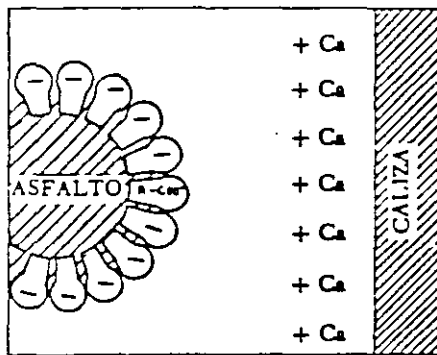


TIPO DE SOLVENTE

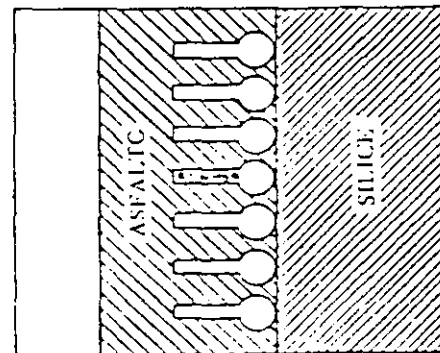
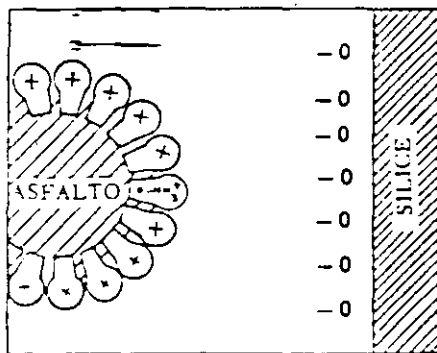
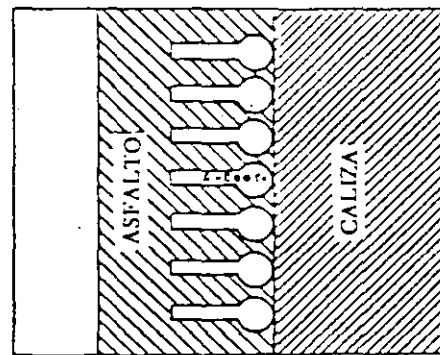
- | | |
|----------------------|---------------|
| FRAGUADO RAPIDO (FR) | NAFTA |
| FRAGUADO MEDIO (FM) | KEROSENA |
| FRAGUADO LENTO (FL) | ACEITE LIGERO |



Esquema de un Glóbulo que Forma una Emulsión Aniónica y una Catiónica, Respectivamente.



Acción de una Emulsión Aniónica con un Material Calizo.



Acción de una Emulsión Catiónica con un Material Silíceo.

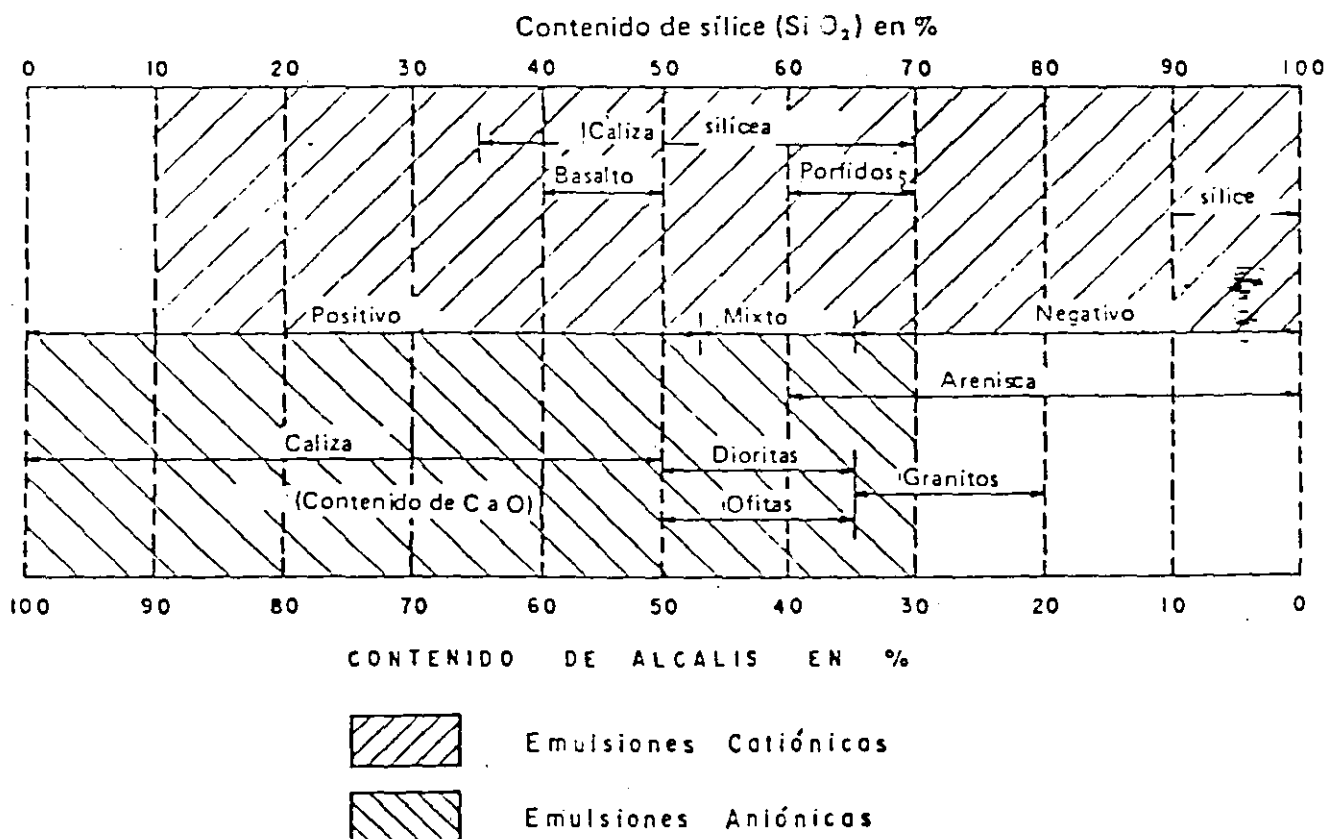


Figura IX.6 Clasificación de los agregados. (Fuerza Aérea, E.U.A.).

TIPOS DE CARPETAS ASFALTICAS

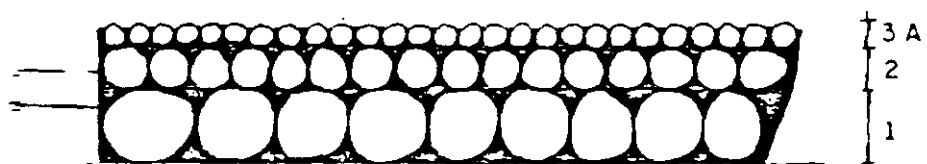
- 1) DE RIEGOS (UNO O VARIOS)
- 2) MEZCLAS ELABORADAS EN FRIO
 - a) EN EL LUGAR, CON MOTOCONFORMADORA
 - b) EN PLANTA MOVIL
 - c) EN PLANTA ESTACIONARIA
- 3) MEZCLAS EN CALIENTE, ELABORADAS EN PLANTA FIJA (CONCRETOS ASFALTICOS)

CARPETAS POR RIEGOS

TIPOS DE AGREGADOS

DENOMINACION	PASA POR	RETENIDO EN
1	1"	1/2"
2	1/2"	1/4"
3 A	3/8"	Nº 8
3 B	1/4"	Nº 8
3 E	3/8"	Nº 4

CARPETA DE TRES RIEGOS



CARPETA ASFALTICA

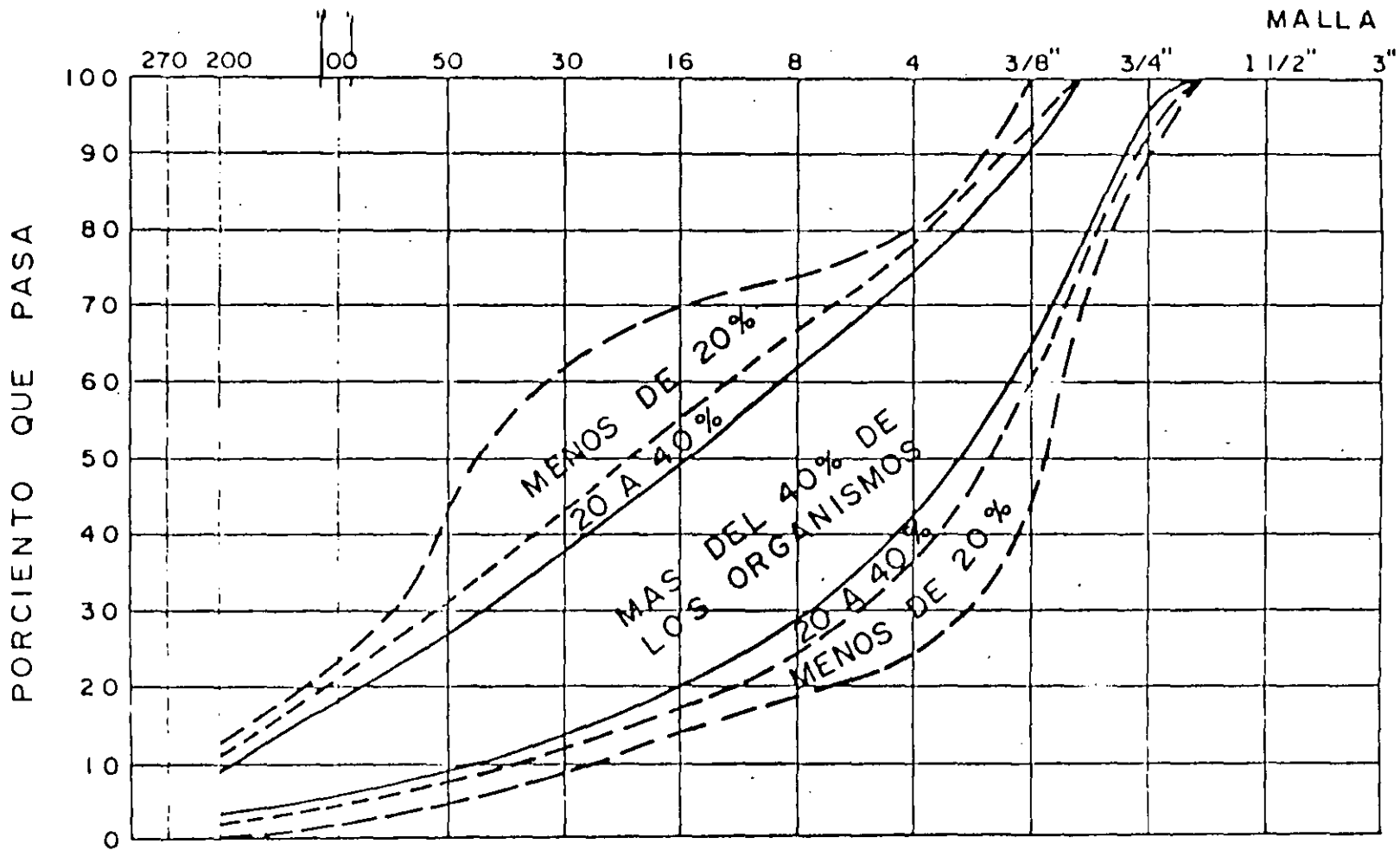
AGREGADOS

GRANULOMETRIA
NATURALEZA DE LOS FINOS
DUREZA Y SANIDAD
FORMA Y TEXTURA DE PARTICULAS
ADHERENCIA CON ASFALTO

PRODUCTO ASFALTICO

CONSISTENCIA
DUCTILIDAD
SOLUBILIDAD
PRUEBA DE LA MANCHA
PRUEBA DE LA PELICULA DELGADA
ETC.

ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS DE AGREGADOS PARA CONCRETO



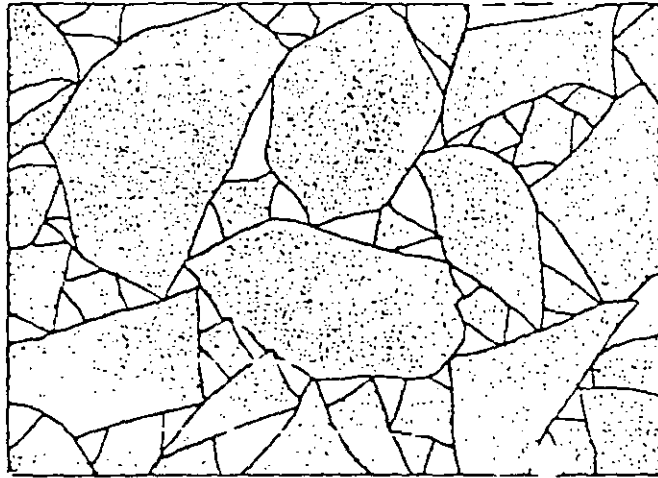


FIG 4-1.—Esquema de la estructura formada por los áridos.

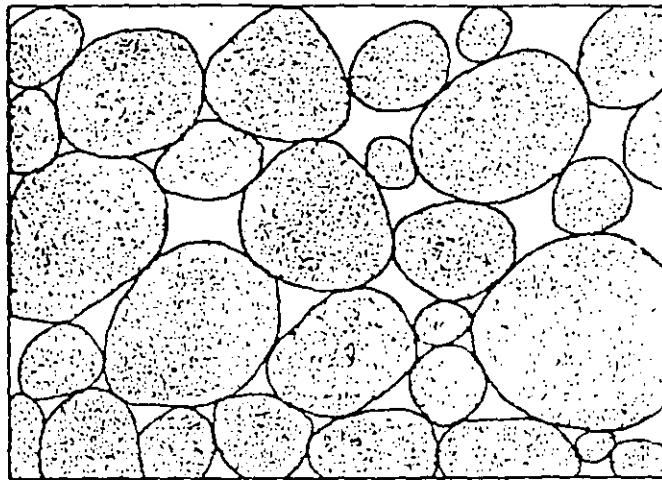


FIG 4-2 — Esquema de la estructura formada por los áridos cuando estos son redondeados.

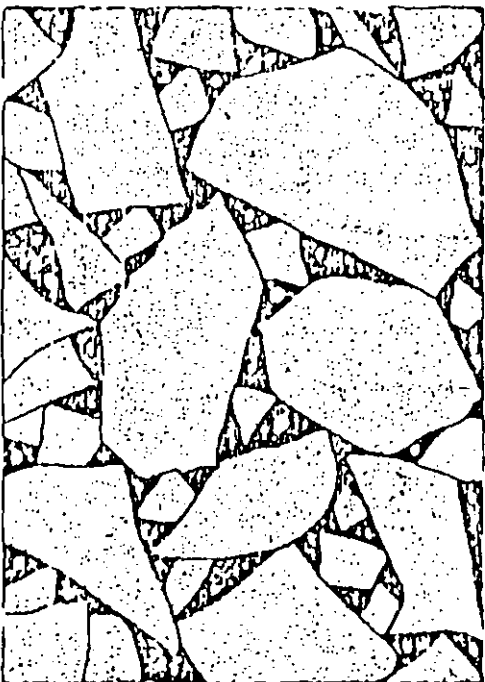


Fig. 4.3 — Esquema de la estructura formada por los aridos y el ligante asfáltico.

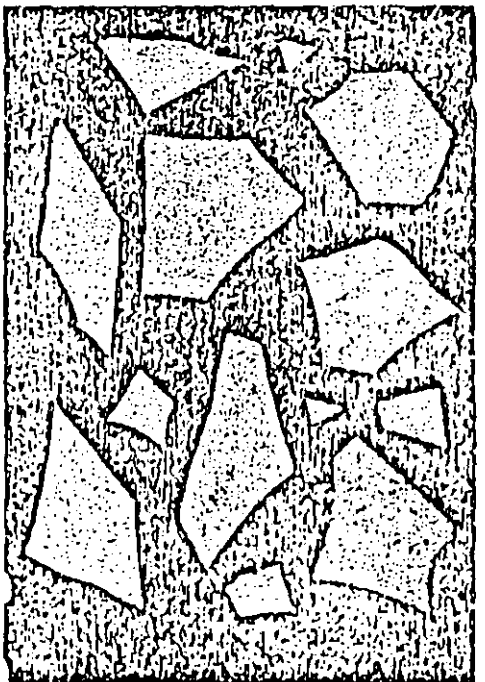


Fig. 4.4 — Esquema de una mezcla con exceso de ligante asfáltico.

PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

TAMAÑO Y GRANULOMETRIA

TRITURACION Y CRIBADO

FORMA

TRITURACION

LIMPIEZA Y TEXTURA SUPERFICIAL

LAVADO Y TRITURACION

ADHERENCIA CON EL ASFALTO

LAVADO, TRITURACION Y ADITIVO

DUREZA Y SANIDAD

SELECCION

ABSORCION

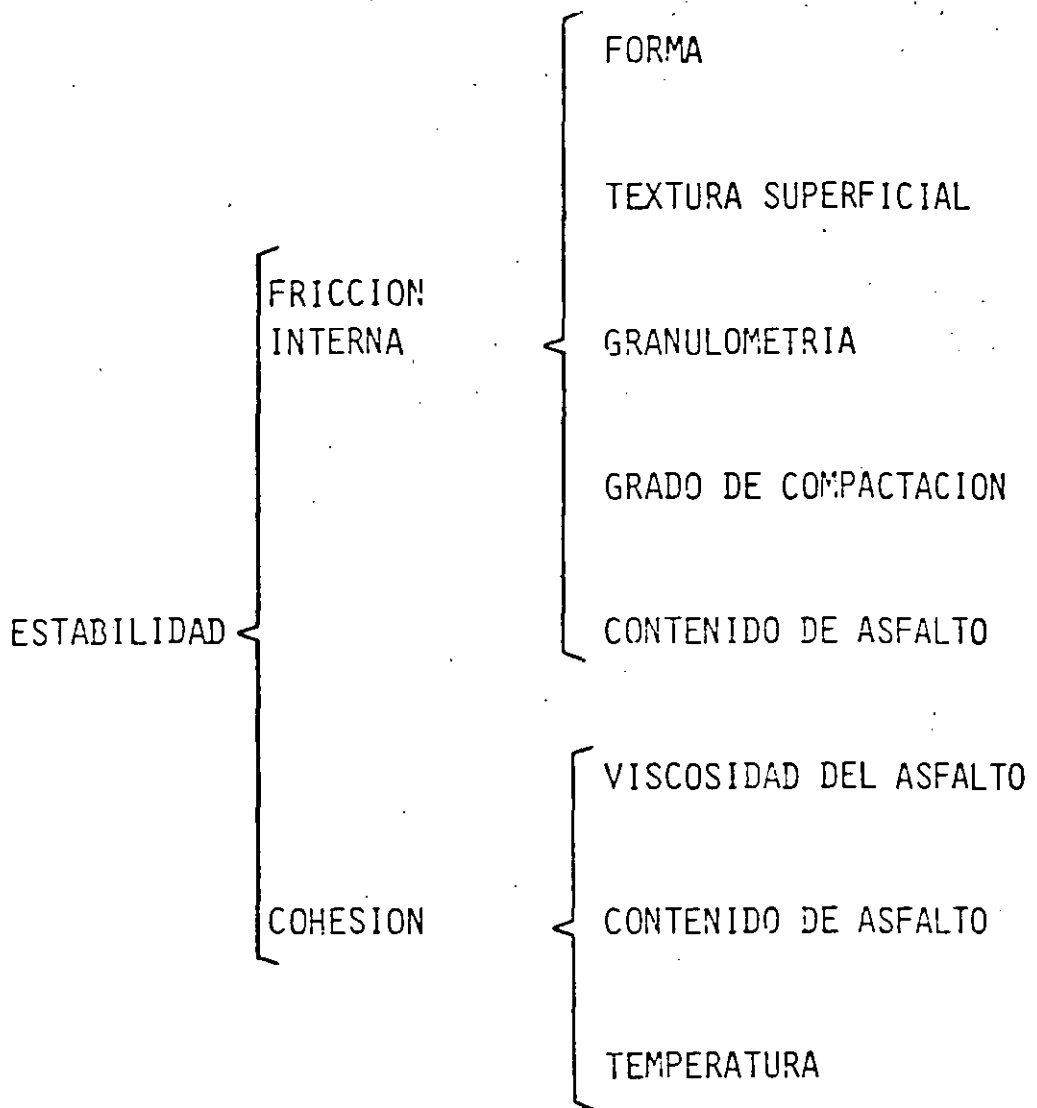
SELECCION

CONTENIDO DE FINOS PLASTICOS

SELECCION, CRIBADO, LAVADO

PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS

- ESTABILIDAD
- DURABILIDAD
- FLEXIBILIDAD
- RESISTENCIA A LA FATIGA
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- PERMEABILIDAD
- RESISTENCIA A LA FRACTURA
- TRABAJABILIDAD
- CARACTERISTICAS ESFUERZO - DEFORMACION
- CARACTERISTICAS TERMICAS



DURABILIDAD

CONTENIDO DE ASFALTO

GRANULOMETRIA (MEZCLAS DENSAS)

PESO VOLUMETRICO COMPACTO

IMPERMEABILIDAD

AFINIDAD CON ASFALTO

FLEXIBILIDAD

ALTO CONTENIDO DE ASFALTO

MEZCLAS DE GRANULOMETRIA ABIERTA

FATIGA

CONTENIDO DE ASFALTO

MEZCLAS DENSAS

GRANULOMETRIA BIEN GRADUADA

RIGIDEZ

TEMPERATURA

NIVEL DE ESFUERZOS

FACTORES AMBIENTALES

GRANULOMETRIA

TIPO Y CONTENIDO DE ASFALTO

GRADO DE COMPACTACION

14/11/11

RESISTENCIA
AL DERRAPAMIENTO

TEXTURA SUPERFICIAL
RESISTENCIA AL PULIMENTO

PROPIEDADES DESEABLES DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

- 1.- ESTABILIDAD
 - 2.- DURABILIDAD
 - 3.- FLEXIBILIDAD
 - 4.- RESISTENCIA A LA FATIGA
 - 5.- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
 - 6.- IMPERMEABILIDAD
 - 7.- TRABAJABILIDAD.
-
-

BAJA ESTABILIDAD

C A U S A S

E F E C T O S

EXCESO DE ASFALTO

CORRUGACIONES, RODERAS Y LLORADO DE ASFALTO

EXCESO DE ARENA

POCA RESISTENCIA DURANTE LA COMPACTACION Y DESPUES DE LA CONSTRUCCION, DIFICULTAD PARA COMPACTARSE

AGREGADOS REDONDEADOS Y LISOS, POCO O NINGUN EFECTO DE TRITURACION

RODERAS Y CANALIZACIONES

POCA DURABILIDAD

C A U S A S

E F E C T O S

BAJO CONTENIDO DE ASFALTO

RESEQUEDAD Y DESGRANAMIENTO

ALTO CONTENIDO DE VACIOS POR
DISEÑO O DEFICIENTE COMPACTA
CION

ENDURECIMIENTO PREMATURO DEL AS
FALTO SEGUIDO DE AGRIETAMIENTOS
Y DESGRANAMIENTO

AGREGADOS HIDROFILICOS EN LA
MEZCLA

DESPRENDIMIENTO DEL ASFALTO EN
LOS AGREGADOS, DESGRANAMIENTO O
INESTABILIDAD

BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

C A U S A S

E F E C T O S

EXCESO DE ASFALTO

BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO,
LORADO DE ASFALTO

DEFICIENCIAS EN LA TEXTURA
O GRANULOMETRIA DE LOS ---
AGREGADOS

SUPERFICIE DE RODAMIENTO LISA, TEN
DENCIA AL ACUAPLANEO

AGREGADOS POCO RESISTENTES
A LA ABRASION

BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

ALTA PERMEABILIDAD

C A U S A S

E F E C T O S

BAJO CONTENIDO DE ASFALTO

PELICULA DELGADA DE ASFALTO PUEDE
PROVOCAR ENVEJECIMIENTO PREMATURO
Y DESPRENDIMIENTO

ALTO CONTENIDO DE VACIOS

OXIDACION Y DESINTEGRACION

COMPACTACION DEFICIENTE

INFILTRACION DE AGUA Y BAJA RESI-
TENCIA

BAJA RESISTENCIA A LA FATIGA

C A U S A S

E F E C T O S

BAJO CONTENIDO DE ASFALTO

AGRIETAMIENTO POR FATIGA

ALTO CONTENIDO DE VACIOS

ENVEJECIMIENTO PREMATURO SEGUIDO
DE AGRIETAMIENTO POR FATIGA

COMPACTACION DEFICIENTE

ENVEJECIMIENTO PREMATURO SEGUIDO
DE AGRIETAMIENTO POR FATIGA

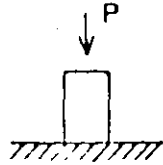
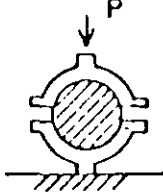
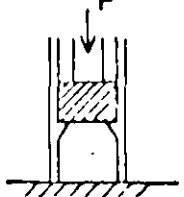
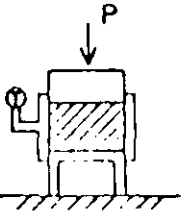
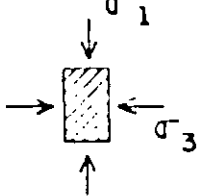
ESPESOR INSUFICIENTE DEL
PAVIMENTO

FLEXION EXCESIVA SEGUIDA DEL AGRIE
TAMIENTO POR FATIGA

TRABAJABILIDAD DEFICIENTE

C A U S A S	E F E C T O S
PARTICULAS MUY GRANDES	DIFICULTAD PARA TENDER, SUPERFICIE ASPERA
EXCESIVO CONTENIDO DE AGREGADOS GRUESOS	DIFICULTAD PARA COMPACTAR
BAJA TEMPERATURA DE LA MEZCLA	DEFICIENTE CUBRIMIENTO DE AGREGADO SUPERFICIE ASPERA, DIFICULTAD PARA COMPACTAR, VIDA CORTA
EXCESO DE ARENA	LA MEZCLA SE DESPLAZA BAJO EL RODI LLO Y NO ADQUIERE RESISTENCIA
CARENCIA DE FINOS (FILLER)	ALTA PERMEABILIDAD, MEZCLA POCO RE SISTENTE
EXCESO DE FINOS (FILLER)	MEZCLA RESECA O PEGAJOSA, DIFÍCIL MANEJAR, POCO DURABLE

METODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS

METODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE COMPACTACION	DIMENSION ESPECIMEN		VELOCIDAD APLICACION ESFUERZOS	TEMPERATURA DE PRUEBA	FORMA EN QUE SE APLICAN LOS ESFUERZOS	FACTORES QUE INTERVIENEN PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO
			d	h				
COMPRESION SIMPLE	MEZCLAS ASFALTICAS	ESTATICA Y/O DINAMICA	4" 5"	1.25d	LENTA	AMBIENTE		q_u vs cont. asf.
MARSHALL	CONCRETOS ASFALTICOS EN AEROPISTAS	DINAMICA	4"	2.5"	2"/min	60°C		Estabilidad. Fluencia. Vol. vacios mezcla Vol. vacios rellenos con asfalto.
HUBBARD FIELD	SHEET ASPHALT CONCRETO ASFALTICO	ESTATICA	2" 6"	1" 3"	2.4"/min	60°C		Estabilidad Volumen de vacios en la mezcla.
HVEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFALTICOS	AMASADO	4"	2.5"	0.05"/min	60°C		Estabilidad Cohesión Expansión
SMITH	CONCRETO ASFALTICO INVESTIGACION	ESTATICA	4"	8"	INCREMENTOS <0.001"/min	AMBIENTE		Cohesión ángulo fricción

FORMULAS PARA VALUAR EL CONTENIDO PROBABLE DE CEMENTO ASFALTICO, EN FUNCION DE LA SUPERFICIE ESPECIFICA DE LOS AGREGADOS.

SOP.

$$A = 0.020 a + 0.045 b + cd$$

A = CONTENIDO DE ASFALTO

a = PORCENTAJE DE MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA 10

b = PORCENTAJE DE MATERIAL QUE PASA LA MALLA 10 Y SE RETIENE EN LA 200

c = PORCENTAJE DE MATERIAL QUE PASA LA MALLA 200

d = FACTOR QUE DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS (0.15 A 0.35)

DURIEZ

$$100S = 0.17a + 0.33b + 2.30c + 12d + 135 f$$

a = PORCENTAJE DE MATERIAL MAYOR DE 10 MM

b = PORCENTAJE DE MATERIAL ENTRE 5 Y 10 MM

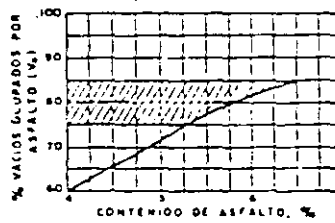
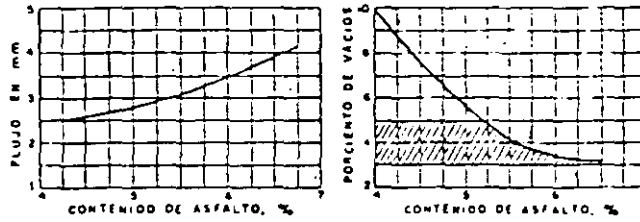
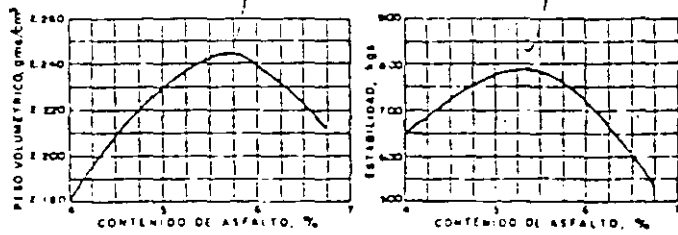
c = PORCENTAJE DE MATERIAL ENTRE 0.3 Y 5 MM

d = PORCENTAJE DE MATERIAL ENTRE 0.08 Y 0.3 MM

f = PORCENTAJE DE FILLER

$$P = 3.75 \sqrt[5]{S}$$

GRAFICAS OBTENIDAS
PRUEBA MARSHALL



TEMPERATURA AMBIENTE	TIPO DE CEMENTO ASFALTICO PENETRACION
$t \leq 7^{\circ}\text{C}$	120 - 150, 85 - 100
$7^{\circ}\text{C} < t < 24^{\circ}\text{C}$	85 - 100, 60 - 70
$\geq 24^{\circ}\text{C}$	60 - 70, 40 - 50

(INSTITUTO DEL ASFALTO)

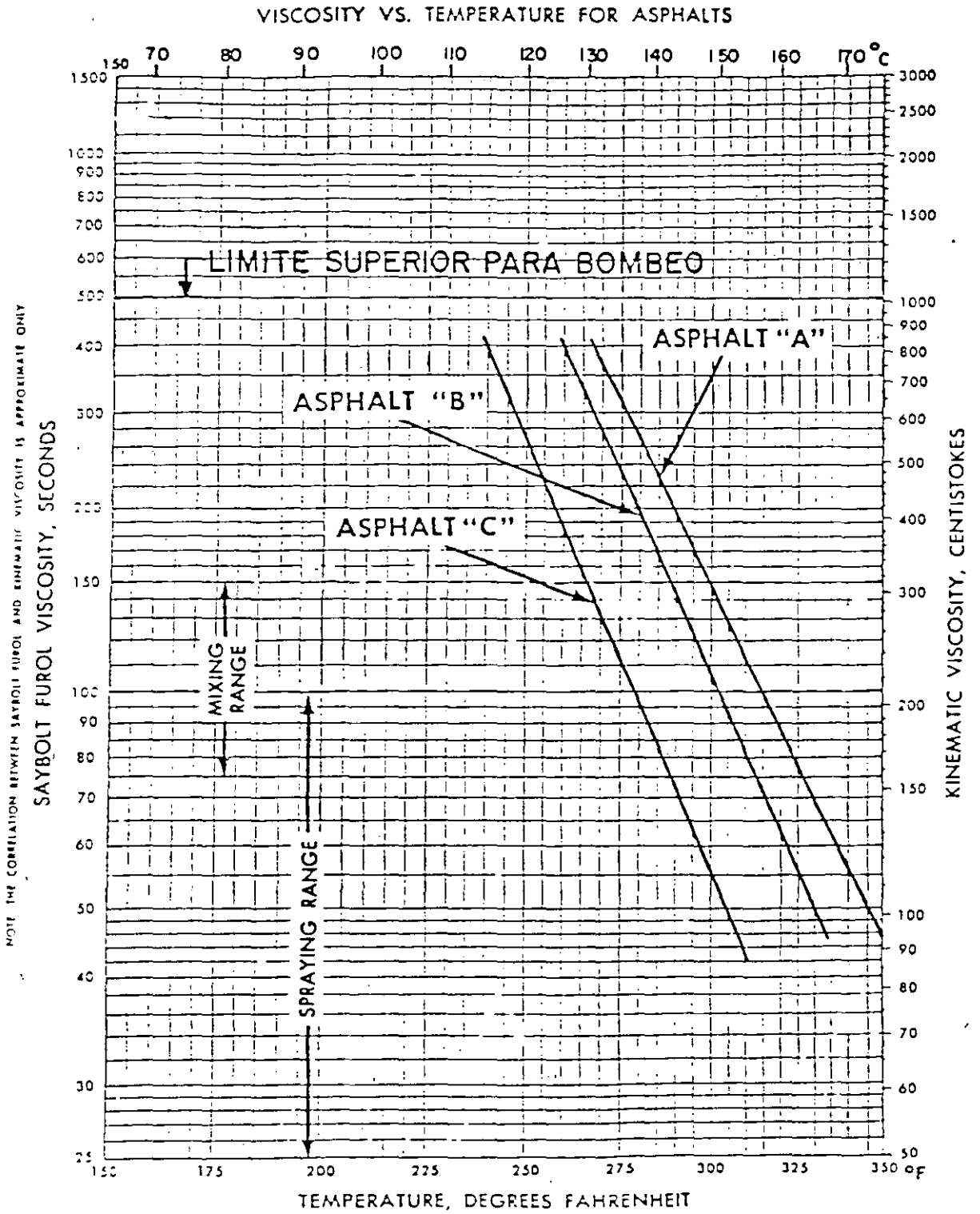


Figure 1. Viscosity vs. temperature for asphalts

TEMPERATURAS

CEMENTO ASFALTICO, LA QUE PROPORCIONE UNA VISCO-
SIDAD ENTRE 75 Y 150 SEG. SAYBOLT-FUROL

MATERIAL PETREO 120°C-160°C

MEZCLADO 105°C-175°C

AL SALIR DE LA PLANTA 120°C-150°C

AL TENDERSE 110°C MINIMO

AL INICIAR EL ACOMODO 100°C-110°C

AL TERMINAR LA COMPACTACION 70°C

P M S

ES UN INSTRUMENTO PERMANENTE, ACTUALIZADO Y SISTEMATICO PARA CONOCER LA REALIDAD, IDENTIFICAR Y FORMULAR OBJETIVOS DESEABLES, PROPONER Y ANALIZAR ALTERNATIVAS, APOYAR LA TOMA DE DECISIONES Y -- EVALUAR EL FUNCIONAMIENTO DE LAS ACCIONES IMPLANTADAS, PARA ACTUALIZAR EL CONOCIMIENTO DE LA SITUACION REAL.

6/19

PMS ES EL PROCESO DE ORGANIZAR, COORDINAR Y CONTROLAR
TODAS LAS ACTIVIDADES QUE AFECTAN EL COSTO Y VIDA DE
LOS PAVIMENTOS.

LA MISION BASICA DE UN PMS ES PROPORCIONAR AL PUBLICO UN SISTEMA CARRETERO SEGURO Y EFICIENTE. INCLUYE LA CONSTRUCCION Y LA CONSERVACION PERPETUA DEL SISTEMA, PARA OBTENER LA MAYOR CALIDAD AL MENOR COSTO.

VENTAJAS DE LA APLICACION DE UN PMS

SE AUMENTA LA POSIBILIDAD DE TOMAR DECISIONES CORRECTAS, AL CONSIDERAR TODOS LOS FACTORES RELEVANTES Y LAS ALTERNATIVAS EN FORMA COORDINADA.

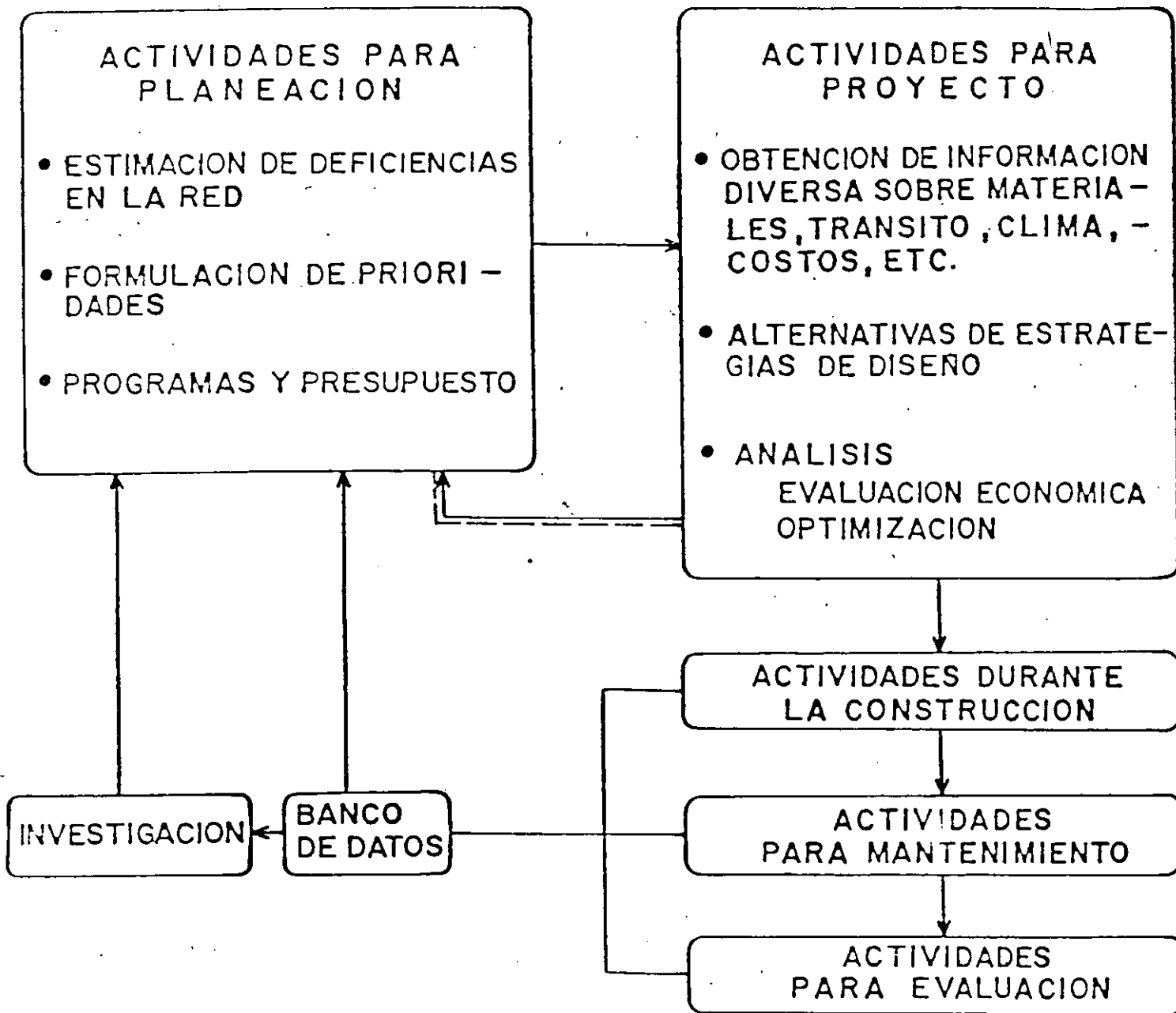
SE HACE MEJOR USO DE LA TECNOLOGIA DISPONIBLE, MEDIANTE COORDINACION Y RETROALIMENTACION.

EL EXITO DE UN PMS DEPENDE DE LAS ACCIONES DE COORDINACION,
COMUNICACION, COOPERACION, INFORMACION Y RETROALIMENTACION.

REQUERIMIENTO PARA EL FUNCIONAMIENTO DEL PMS

- Organización técnica y administrativa.
- Banco de datos.
- Bancos de materiales.
- Investigación.
- Capacitación del personal.

DIAGRAMA CONCEPTUAL DEL SISTEMA



COMPONENTES BASICOS DE UN PMS

- PLANEACION
- DISEÑO
- CONSTRUCCION
- MANTENIMIENTO
- EVALUACION
- INVESTIGACION

TODAS ESTAS ACTIVIDADES ESTAN DIRECTAMENTE RELACIONADAS ENTRE SI Y CUALQUIERA DE ELLAS PUEDE, EN UN MOMENTO DADO, ADQUIRIR UNA IMPORTANCIA RELEVANTE.

FUNCIONES BASICAS DE LOS SUB-SISTEMAS

- PLANEACION: INVOLUCRA UNA APECIACION DE LAS DEFICIENCIAS O MEJORAS REQUERIDAS POR UNA RED, EL ESTABLECIMIENTO DE PRIORIDADES PARA ELIMINAR O REDUCIR ESTAS DEFICIENCIAS, Y EL DESARROLLO DE PRESUPUESTOS Y PROGRAMAS PARA REALIZAR LOS TRABAJOS NECESARIOS.
- DISEÑO: INVOLUCRA LA ADQUISICION O SUMINISTRO DE UNA VARIADA INFORMACION, LA GENERACION DE DIFERENTES ESTRATEGIAS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO, -- LOS ANALISIS DE ESTAS ALTERNATIVAS, SU EVALUACION ECONOMICA Y LA OPTIMIZACION PARA SELECCIONAR LA MEJOR.
- CONSTRUCCION: LA CONSTRUCCION CONVIERTE UNA RECOMENDACION DE DISEÑO EN UNA REALIDAD FISICA. SU PRINCIPAL COMPONENTE DE ACTIVIDAD INCLUYE EL DETALLE DE LAS ESPECIFICACIONES Y DOCUMENTOS CONTRACTUALES, PROGRAMAS, OPERACIONES DE CONSTRUCCION, CONTROL DE CALIDAD, Y LA ADQUISICION Y PROCESAMIENTO DE DATOS PARA CANALIZARLOS AL BANCO. --- (DE DATOS)

MANTENIMIENTO:

ESTA FASE INCLUYE EL ESTABLECIMIENTO DE UN--PROGRAMA Y LISTADO DEL TRABAJO DE REPARACION LAS OPERACIONES DE SELLADO DE GRIETAS, BA---CHEO ETC. Y LA ADQUISICION Y PROCESAMIENTO -DE DATOS PARA ALIMENTAR EL RESPECTIVO BANCO-DE DATOS.

EVALUACION:

CORRESPONDE A UNA DE LAS FASES QUE ULTIMAMEN-TE HA RECIBIDO CONSIDERABLE ATENCION E INCLUYE EL ESTABLECIMIENTO DE SECCIONES DE CON---TROL, MEDICIONES PERIODICAS DEL COMPORTAMIENTO REAL EN CUANTO A DETERIOROS, CAPACIDAD ES-TRUCTURAL, RODABILIDAD, RESISTENCIA AL DERRA-PAMIENTO Y TRANSMITIR DICHA INFORMACION AL-BANCO DE DATOS.

LA INFORMACION ADQUIRIDA TIENE APLICACION EN:

- LA VERIFICACION DE LA EFICIENCIA CON QUE-EL PAVIMENTO CUMPLE CON SU FUNCION.
- LA PLANEACION Y PROGRAMACION DE LAS FUTURAS REHABILITACIONES REQUERIDAS
- LA INTRODUCCION DE MEJORAS TECNOLOGICAS DE-DISEÑO, CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.

INVESTIGACION:

- SURGE DE LAS PROPIAS NECESIDADES Y USUALMEN-TE UTILIZA EN FORMA EXTENSIVA LA INFORMA---CION DERIVADA DE LA ACCION ANTERIOR.
(EVALUACION).

BANCO DE DATOS

SUPONE BASICAMENTE LA COLECCION DE LA SIGUIENTE INFORMACION:

FICHA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

RESUME Y PONE AL DIA LA INFORMACION PERTINENTE CONCERNIENTE A LOS PARAMETROS ORIGINALES DE DISEÑO, TALES COMO TRANSITO, CONDICIONES SUPERFICIALES, MATERIALES, ESPESORES Y COSTOS DE CONSTRUCCION.

FICHA DE MANTENIMIENTO

PROPORCIONA LA HISTORIA DEL MANTENIMIENTO Y LA REHABILITACION, INCLUYENDO LOS COSTOS DE CADA ACTIVIDAD, SE DEBE CONSIDERAR ADEMAS LOS COSTOS DEL USUARIO Y EL VALOR DE RESCATE.

FICHA DE LAS CONDICIONES DEL PAVIMENTO

- 1) CONDICIONES FISICAS DEL PAVIMENTO, INCLUYENDO TIPO, SEVERIDAD Y EXTENSION DE LOS DETERIOROS
- 2) CAPACIDAD ESTRUCTURAL, USUALMENTE A PARTIR DE MEDICIONES NO DESTRUCTIVAS
- 3) CALIDAD DE RODAMIENTO, SUBJETIVA O CON MEDIDAS (ROAD MATE)
- 4) COEFICIENTE DE FRICCION, (RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO)

CONDUCCION Y PONER AL DIA ESTE ACERBO SUELE SER LO MAS COSTOSO DEL SISTEMA.

ESTOS DATOS DEBEN COMPUTARIZARSE MEDIANTE LOS "SOFTWARE" DISPONIBLES.

INTERROGANTES:

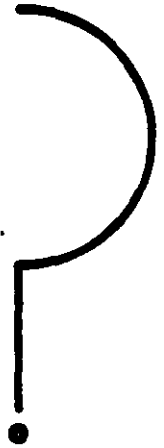
QUE HACER



CUANDO

DONDE

CON QUE



PRINCIPALES ETAPAS EN LA IMPLEMENTACION DE
UN SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PAVIMENTO.

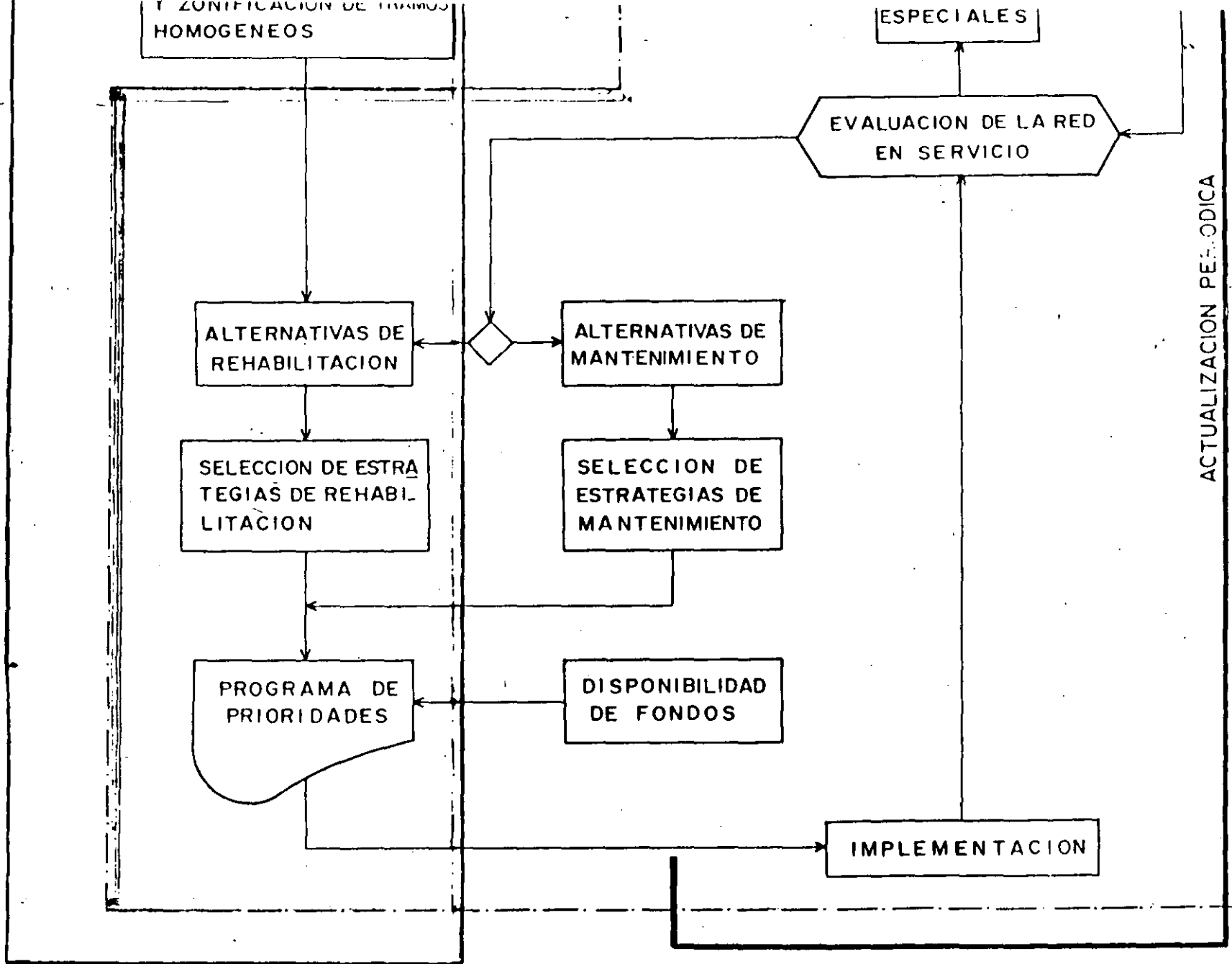
- 1.- DECISION DE IMPLANTAR EL SISTEMA O CIERTAS PRACTICAS QUE LO
COMPONEN.
- 2.- CONSTITUIR UN GRUPO INICIAL DE TRABAJO O ESTUDIO PARA REVI-
SAR LA SITUACION EXISTENTE, IDENTIFIQUE NECESIDADES Y FORMU
LE RECOMENDACIONES.
- 3.- EFECTUAR UN INVENTARIO DE LAS PRACTICAS DE ADMINISTRACION -
DE PAVIMENTO EXISTENTE.
- 4.- IDENTIFICAR LAS DEFICIENCIAS ESPECIFICAS DE LAS PRACTICAS -
EXISTENTES, EN TERMINOS DE:
 - A - PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS (COORDINACION, DECISIO--
NES, ETC).
 - B) PROCEDIMIENTOS TECNICOS

- /2
- 5.- FORMULACION DE RECOMENDACIONES DETALLADAS RELATIVAS A LA IMPLANTACION DEL SISTEMA O A CIERTAS PRACTICAS QUE LO COMPONEN.

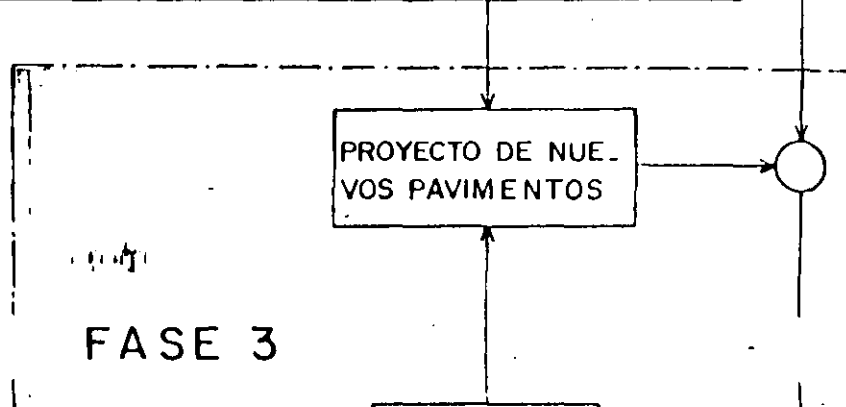
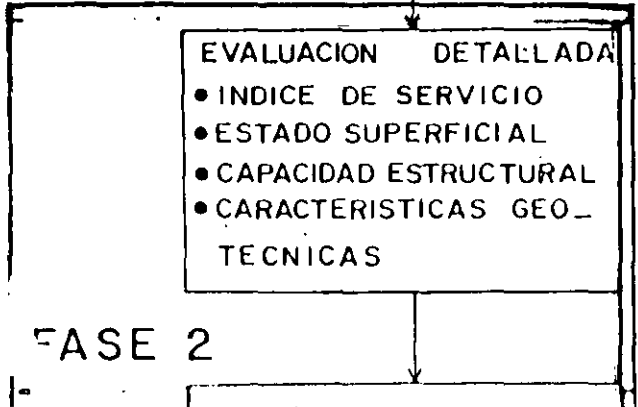
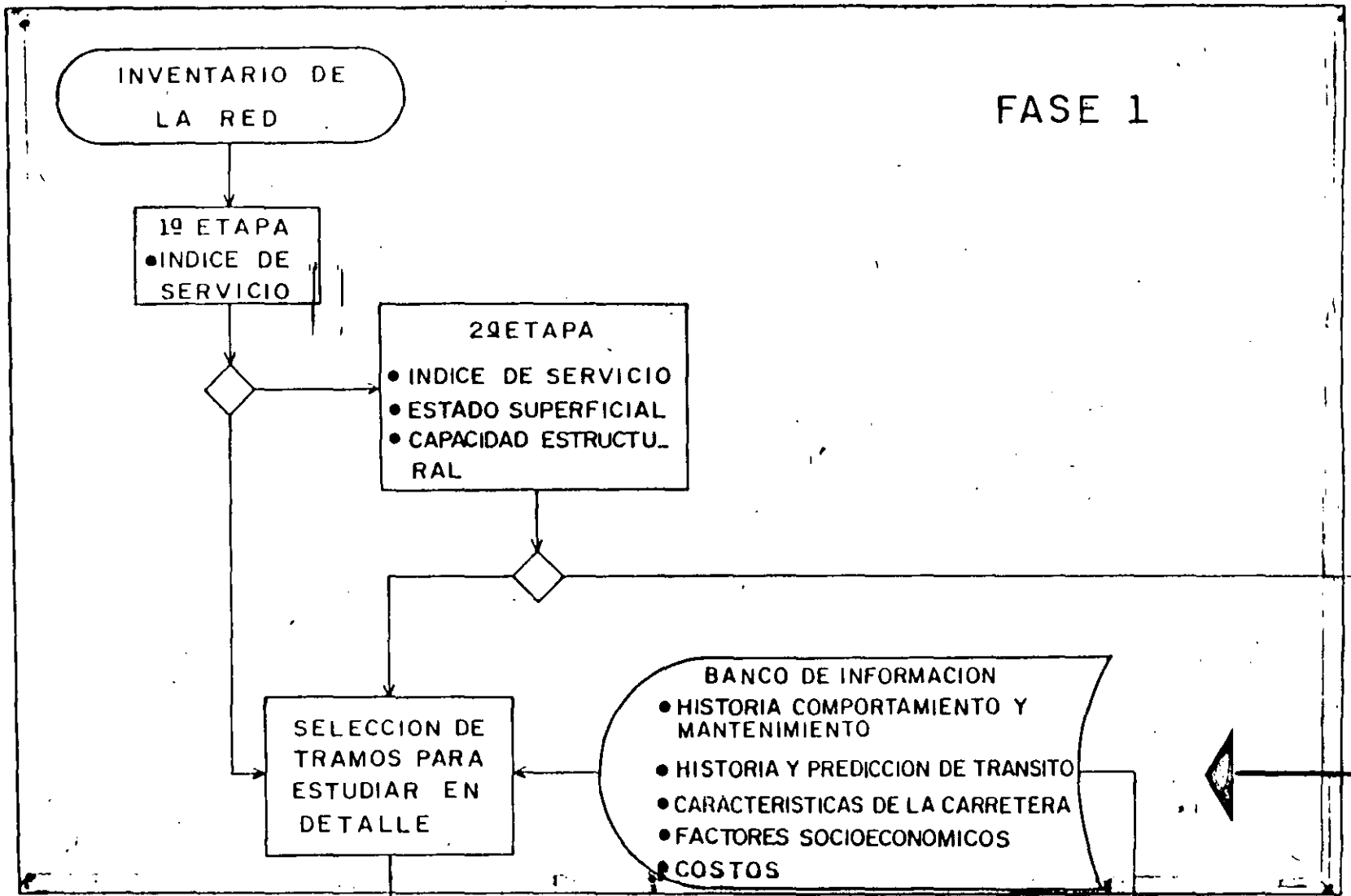
 - 6.- FORMULACION DE ESTRATEGIAS O PROCEDIMIENTOS PARA:
 - A - SELECCIONAR LAS OPCIONES DE INVERSION EN PAVIMENTOS AL NIVEL DE LA RED.

 - B - SELECCION DE DISEÑOS

 - 7.- IMPLEMENTACION DEL SISTEMA DE ADMINISTRACION ACORDE A UN PROGRAMA. MONITOREO PERIODICO E INTRODUCCION DE MEJORAS AL SISTEMA.



PLAN PARA REHABILITACION Y MANTENIMIENTO
DE LA RED CARRETERA BASICA NACIONAL





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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
MONTERREY, N. L.
9-11 NOVIEMBRE DE 1994

**PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES**

5. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS Y
CRITERIOS PARA SU REHABILITACIÓN.

ING. MANUEL ZÁRATE AQUINO

EVALUACION DE PAVIMENTOS

1.4 Evaluación de Pavimentos.

Con anterioridad a la ejecución del Tramo de Prueba AASHO, se prestaba poca atención a la evaluación de un pavimento; simplemente el pavimento era bueno, o requería una reparación.

El conocimiento de las condiciones en que se encuentra un pavimento, es un aspecto que en la actualidad interesa sobremanera a los ingenieros y personal encargados de su diseño y conservación, — incluyendo en forma especial, a los usuarios. Consciente o inconscientemente, el usuario califica las condiciones en que se encuentra un pavimento cada vez que conduce un automóvil o durante el carreteo de una aeronave en una operación de aterrizaje o despegue.

Son varias las razones que motivan el estudiar y conocer las condiciones en que se encuentra un pavimento, pudiendo señalarse entre otras, las siguientes:

1. Al ingeniero que ha realizado el proyecto de un pavimento, le ayuda a determinar el grado de éxito alcanzado por su proyecto, al cumplir con los criterios de diseño y, en su caso, le ayuda a comprender las causas de su fracaso.
2. Sirve para efectuar la planeación de un programa óptimo de mantenimiento y establecer la necesidad de realizar trabajos de conservación más importantes, reconstrucción y de reubicación del camino.
3. Permite realizar un pronóstico de la vida útil del pavimento.
4. Ayuda a determinar la capacidad del pavimento para soportar un volumen de tránsito, permitiéndose asimismo, efectuar la actualización del pavimento, acorde con las futuras necesidades del tránsito.
5. Sirve para determinar el refuerzo que un pavimento deteriorado requiere para funcionar adecuadamente.
6. Constituye una base para el establecimiento de nuevos conceptos, importantes en el diseño de pavimentos.

Los estudios efectuados para la evaluación de un pavimento pueden clasificarse en dos grupos:

1. Estudios del comportamiento funcional, desde el punto de vista de su operación y servicio.
2. Evaluación mecanicista, desde el punto de vista de su capacidad estructural.

Los primeros proporcionan un juicio para valorar el grado en que un pavimento es adecuado para su transitabilidad. Los segundos permiten efectuar la evaluación estructural del pavimento, proporcionando la información suficiente para poder diseñar el refuerzo que en su caso llegara a requerir.

Estudios de Comportamiento-Servicio.

Comprenden estudios de evaluación de las condiciones superficiales que guarda un pavimento, estableciendo una apreciación de su capacidad para prestar servicio desde el punto de vista de su transitabilidad. La evaluación de esta cualidad es un problema complejo en el que intervienen tres

sistemas interrelacionados entre sí: el usuario, el vehículo y la rugosidad del pavimento, entendiéndose por esto último, como las irregularidades en la superficie de un pavimento que influyen en la calidad del rodamiento.

Los estudios a realizar son los siguientes:

1. La apreciación subjetiva de la transitabilidad del pavimento, efectuada mientras se conduce un vehículo a una velocidad normal.
2. La medición de la rugosidad del pavimento.
3. Valoración de los deterioros superficiales, — mostrando la ubicación y extensión de los aspectos observados.

Los ingenieros de la prueba AASHO desarrollaron un método para la apreciación del estado superficial del pavimento, basado en el Concepto de Servicio Actual, de acuerdo con el cual, para un tramo específico de pavimento, el Servicio Actual es la capacidad que tiene, según la opinión del usuario, para proporcionar un tránsito suave y cómodo en condiciones normales de operación.

El método requiere que un grupo de cinco personas, como mínimo, efectúe un recorrido por el pavimento, previamente dividido en secciones. Basándose exclusivamente en las condiciones superficiales del pavimento y en el hecho de que este deberá prestar servicio a un volumen de tránsito mezclado bajo cualquier condición de tiempo, las personas que integran el grupo, deberán emitir una calificación del pavimento, variable entre cero para muy malo y 5 para muy bueno.

Las bases en que se apoya este método son las siguientes:

1. Las carreteras se construyen para conveniencia y comodidad del usuario.
2. La opinión del usuario en torno a la forma en que se da servicio una carretera, es enteramente subjetiva.
3. Las características que pueden medirse en una carretera, analizadas y manejadas convenientemente, pueden relacionarse con la opinión subjetiva del usuario.
4. El servicio dado por una carretera puede expresarse por el promedio de la evaluación efectuada por los usuarios de la misma.
5. El comportamiento de un pavimento puede establecerse a partir de las observaciones periódicas del servicio desde el momento de su construcción hasta el momento que se desee.

De los resultados de la prueba AASHO se obtuvo que la rugosidad de un pavimento o su perfil, — se encuentran estrechamente relacionados con la apreciación de su servicio y que el comportamiento del pavimento evaluado en esta forma, se encuentra correlacionado con ciertos factores de diseño.

Para la medición de la rugosidad o bien, de las deformaciones de la superficie del pavimento se han diseñado dispositivos que permiten la evaluación superficial en forma rápida y mecánica. Los valores obtenidos en esta forma han sido correlacionados con las calificaciones obtenidas en la forma antes descrita, obteniéndose un valor numérico llamado Índice de Servicio Actual.

Entre estos dispositivos se pueden señalar los rugómetros desarrollados por la Oficina de Carreteras Públicas, y Departamento de Carreteras de California, fotografía (1); el perfilómetro CHLOE, fotografía (2) desarrollado en la Prueba AASHO y el perfilógrafo del Departamento de Carreteras de California, fotografía (3).

El primero determina un índice de rugosidad, en pulgadas por milla. Con el segundo se obtiene una medida del perfil del pavimento, expresada en términos del cambio del ángulo de dos líneas de referencia y el último proporciona un índice de perfil, expresado en pulgadas por milla.

El perfilógrafo transversal es otro dispositivo que permite obtener información sobre las deformaciones del pavimento en una sección transversal, fotografía (4).

Se llevan a cabo investigaciones del verdadero perfil del pavimento, en correlación con estudios de la sensibilidad del usuario para obtener ecuaciones de índice de servicio. También se investiga en aspectos de requisitos de operación y seguridad de las aeronaves. La Dirección General de Aeropuertos de la S.O.P. realiza estudios de este tipo en los aeropuertos del país.

Evaluación Mecanicista.

1. Examen de las condiciones que exhibe un pavimento.

Este aspecto es tan antiguo como la utilización misma de los caminos y constituye en sí la primera forma de investigación, que permitió la acumulación de la experiencia, a través de la observación del comportamiento del pavimento bajo diferentes situaciones. El examen y análisis de las condiciones que exhibe un pavimento proporciona la información necesaria para valorar el papel que desempeña cada elemento que lo constituye, en el comportamiento integral del pavimento, constituyendo una de las herramientas básicas en el conocimiento de la ingeniería de los pavimentos.

Los pavimentos fracasan a menudo debido a una combinación de varias razones, en ocasiones difíciles de determinar, siendo por lo tanto necesario que las inspecciones del estado del pavimento se realicen por personal experimentado, para conocer la causa o causas del fracaso. Al respecto es indispensable conocer los tipos y causas de falla en los pavimentos.

Las inspecciones se realizan con mayor detalle que el requerido para la calificación de un tramo, e incluyen un registro de la ubicación, magnitud y tipo de los deterioros observados, así como tipo y condiciones de los trabajos de mantenimiento.

Para el efecto, existen varias formas usadas para reportar la información recabada en el campo, incluyendo en la actualidad el empleo de tarjetas perforadas, en las que pueden anotarse los datos de construcción. Se está haciendo uso además de fotografías y películas, éstas últimas tomadas desde un avión en movimiento.

2. Pruebas no destructivas.

Es muy deseable poder efectuar una evaluación de la capacidad estructural de los elementos constituyentes de un pavimento, sin alterarlos o destruirlos. De esta manera, las mediciones se realizan en la superficie del pavimento y los resultados se relacionan a las propiedades estructurales de los materiales de las capas inferiores.

Generalmente se mide la respuesta de la estructura del pavimento a la aplicación de una fuerza o energía externa, y puesto que no se altera la estructura del pavimento, las pruebas pueden repetirse varias veces en el mismo sitio.

Se clasifican las pruebas de este tipo en tres categorías principales.

1. Mediciones de respuestas bajo cargas estáticas o móviles, aplicadas a baja velocidad.

2. Mediciones de respuestas a la aplicación de cargas repetidas.

3. Mediciones de respuestas de una masa a una fuente controlada de energía nuclear.

La respuesta a la aplicación de una carga sencilla es obtenida midiendo la deflexión producida en la superficie del pavimento. El dispositivo generalmente usado es la Viga Benkelman, medidor portátil desarrollado en el Tramo de Prueba WASHO, que determina deflexiones de milésimos de pulgada, fotografía 5. Los resultados de un estudio efectuado en California indican que cuando las deflexiones de la superficie de un pavimento flexible exceden de un cierto valor, ese pavimento generalmente muestra signos de deterioro. La comparación de las deflexiones medidas con un valor de deflexión crítica proporciona un medio de programar el mantenimiento de los pavimentos flexibles. Por otra parte, los estudios realizados en el Tramo de Prueba AASHO indicaron que en el caso de pavimentos flexibles, existe una relación entre las deflexiones producidas y su comportamiento, por lo que este método puede utilizarse como un medio de evaluar el comportamiento de un pavimento. Puede señalarse que la Viga Benkelman es un instrumento sencillo de operar, pero existen variables como la temperatura del pavimento y el radio de curvatura de la deflexión producida, que requieren ser tomadas en cuenta en la interpretación de los resultados. En pavimentos de aeropuertos se ha usado este método utilizando la aeronave de diseño para aplicar la carga, figura 6.

Varias agencias emplean las pruebas de placa para obtener deflexiones en el pavimento bajo la acción de cargas estáticas y repetidas. La Portland Cement Association ha desarrollado, por ejemplo, un método para determinar el valor del módulo de reacción de la subrasante en pavimentos rígidos, aplicando una carga al pavimento y midiendo las deformaciones unitarias y deflexiones ocasionadas por la misma.

Pruebas de este tipo han sido desarrolladas para su aplicación en la evaluación de pavimentos de aeropistas, citándose entre ellas, las desarrolladas por el Departamento del Transporte de Cana-

da que permite obtener el Valor Soporte de la Subrasante. Esta agencia ha establecido una correlación de este método con los resultados obtenidos con Viga Benkelman. Asimismo, puede citarse el Método de Número de Clasificación por Cargas (LCN), aplicado a la evaluación de pavimentos rígidos y flexibles de Aeropuertos (Fotografías 7 y 8 Camión Lastrado con 110 ton y placa de 16" β).

Instalando dispositivos especiales dentro de la estructura del pavimento ha sido posible medir las deflexiones producidas al paso de cargas repetidas en movimiento. Los citados dispositivos deben instalarse permanentemente en el pavimento, no estando aún aclarada la influencia, en los resultados obtenidos de un dispositivo que es diferente al medio que lo rodea.

En el tramo de prueba AASHO se realizaron mediciones de vibraciones producidas a pavimentos flexibles, al aplicar en la superficie una fuerza vertical alternante y midiendo posteriormente las deflexiones y la velocidad de propagación de las ondas. Las primeras proporcionan un valor de la rigidez elástica de la estructura total del pavimento, en tanto que la segunda puede proporcionar idea de la rigidez de las varias capas que lo integran. El Cuerpo de Ingenieros de E.U.A. ha empleado un equipo vibratorio para determinar el módulo de elasticidad del suelo bajo un pavimento, siguiendo el método desarrollado por la Compañía Snell en Holanda. A partir del valor del módulo obtenido y aplicando la teoría de la elasticidad puede determinarse la resistencia del pavimento.

En Texas se realizó un estudio utilizando un sistema de cargas dinámicas y midiendo las deflexiones en la superficie mediante geófonos aplicados a la misma. Estas deflexiones fueron comparadas con las correspondientes a la Viga Benkelman, obteniéndose como resultado, la indicación de que puede establecerse una correlación entre ambos métodos. El equipo empleado es de tipo móvil y el tiempo requerido para la ejecución de las pruebas es bastante corto, lo que constituye factores favorables para su aplicación. En la fotografía 9 se presenta este equipo conocido comercialmente como Dynaflect, que la S.O.P. está empleando para estudios de evaluación de pavimentos.

En la época actual se han empleado pruebas nucleares para medir la densidad y humedad en los materiales de pavimentación y se ha extendido su uso a la determinación del contenido de asfalto y densidad de mezclas. En Wisconsin se han iniciado experimentos para adaptar el uso de estos dispositivos a la evaluación de los pavimentos, midiendo por ejemplo las variaciones de la densidad en el transcurso del tiempo.

Los métodos descritos proporcionan buena información sobre la capacidad estructural de los pavimentos y del suelo de cimentación, sin embargo ninguno de ellos puede considerarse que proporciona una evaluación precisa de la resistencia de las capas inferiores. Existe actualmente la tendencia a emplear métodos electrónicos y nucleares, que permitan obtener mayor precisión en la determinación de la capacidad estructural de los elementos que constituyen el pavimento.

3. Pruebas destructivas.

Es necesario en ocasiones, observar directamente la estructura de un pavimento con el objeto de determinar dónde y porqué ocurrió una falla. En tales situaciones se requiere excavar una cala o una trinchera en el pavimento, destruyendo su estructura.

Las técnicas empleadas dependen del tipo de información requerida, llegando a requerir la obtención de muestras inalteradas de las diferentes capas.

La observación de las paredes del corte puede aclarar el mecanismo de falla y las pruebas ejecutadas en las muestras obtenidas proporcionarán información sobre la capacidad estructural del pavimento. La fotografía 10 ilustra una cala en el pavimento y la fotografía 11 una trinchera que permite apreciar las condiciones del pavimento.

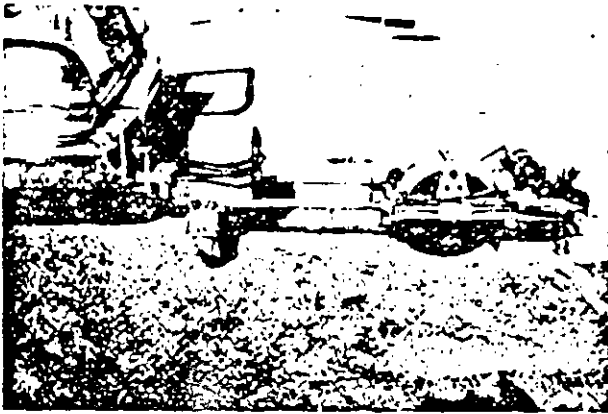
Adicionalmente se requiere evaluar todas las variables que afectan el comportamiento del pavimento, antes de establecer una conclusión.

Actualmente se llevan a cabo estudios de evaluación tanto del tipo de comportamiento funcional como mecanicista. Los métodos de investigación mediante sistemas destructivos se emplean en casos muy especiales.

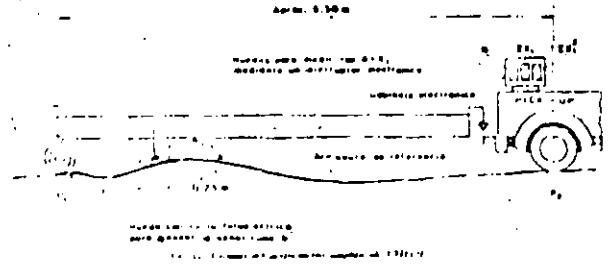
Investigación.- Algunos de los tópicos actualmente en investigación en este campo son los siguientes:

1. Desarrollar métodos de evaluación más rápidos y confiables.
2. Establecer técnicas de control de acabados superficiales durante la construcción.
3. Mejorar el concepto de índice de servicio.
4. Aumentar el conocimiento acerca de las propiedades mecánicas de los pavimentos y de sus componentes por métodos no destructivos.

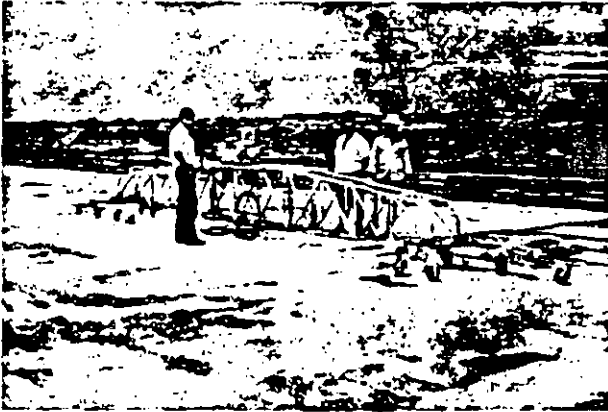
Cabe mencionar que los métodos de evaluación antes descritos, aunque en gran parte han sido desarrollados por técnicas extranjeras, constituyen en la actualidad métodos cada vez más familiares a los ingenieros de nuestro País, observándose una franca tendencia a utilizarlos cada vez más en el estudio de nuestras carreteras y aeropistas.



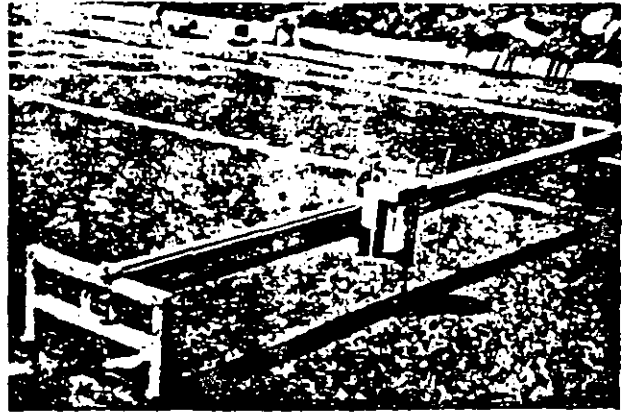
FOTOGRAFIA Nº 1



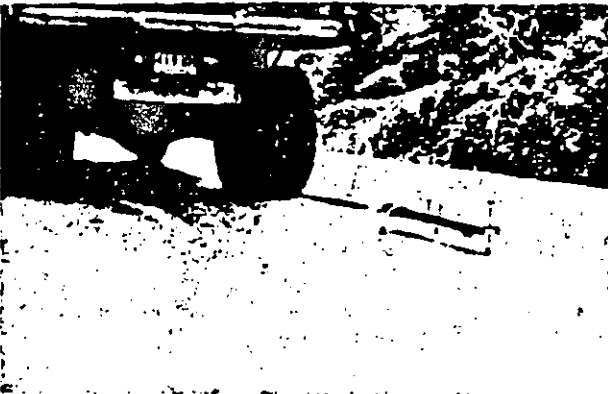
FOTOGRAFIA Nº 2



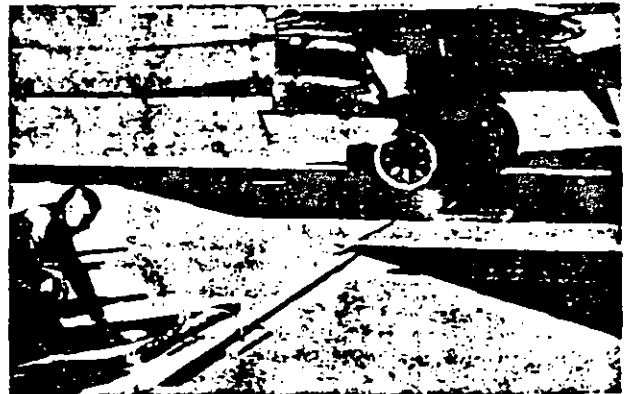
FOTOGRAFIA Nº 3



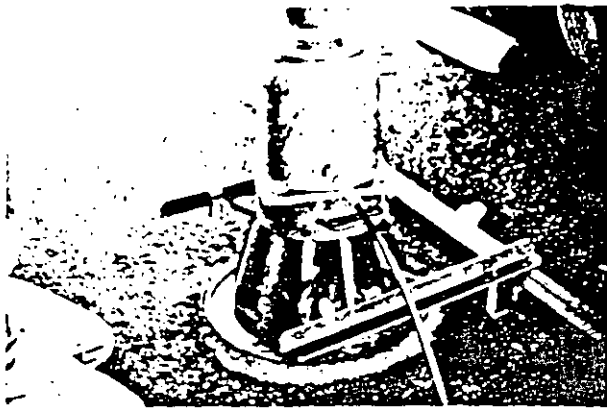
FOTOGRAFIA Nº 4



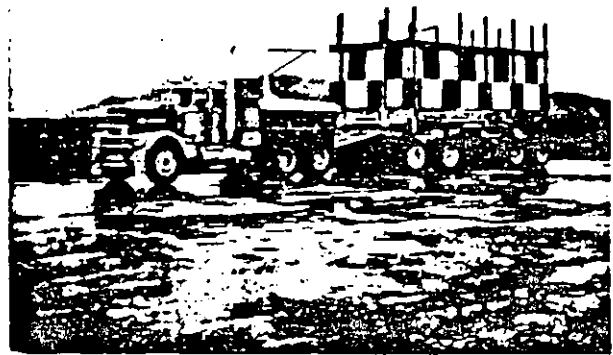
FOTOGRAFIA Nº 5



FOTOGRAFIA Nº 6



FOTOGRAFIA Nº 7



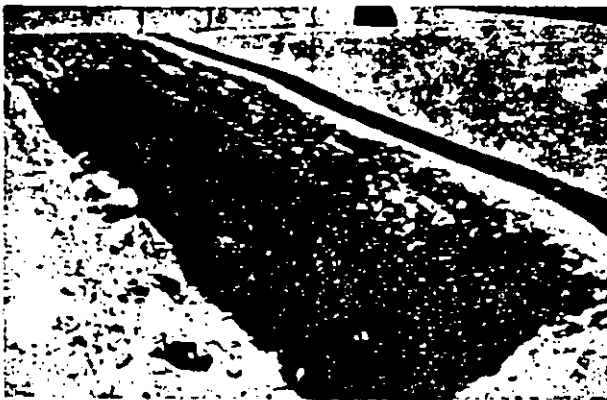
FOTOGRAFIA Nº 8



FOTOGRAFIA Nº 9



FOTOGRAFIA Nº 10



FOTOGRAFIA Nº 11

CONSERVACION Y REHABILITACION DE LAS OBRAS VIALES

M. ZARATE AQUINO

Geosol, S.A.

1.- INTRODUCCION

El deterioro de la superestructura de las obras viales se inicia en el momento mismo en que termina su construcción, reparación o rehabilitación. Bien sea que se trate de un pavimento de carretera, calle o aeropista, o de una vía férrea, estas estructuras se ven sometidas de inmediato a los efectos agresivos del medio ambiente, tales como la variación de la temperatura, de la humedad, etc., los que aunados a los efectos destructivos del tránsito, determinan la amplitud de su vida útil. Es conveniente señalar que existen otros factores también determinantes en la vida útil de estas estructuras, tales como la calidad de los materiales empleados en su construcción y en la subrasante que les sirve de apoyo, las condiciones de drenaje y subdrenaje, así como el nivel de la calidad y cuidados ejercidos durante su construcción. Por lo tanto, a partir del momento en que una obra vial es puesta en operación, se hace necesario emprender el proceso requerido para que las estructuras mencionadas proporcionen durante su vida útil un servicio adecuado al usuario; este proceso comprende un conjunto de acciones denominadas "conservación y rehabilitación", las que requieren ser ejercidas por dependencias especializadas, con tecnologías y procedimientos específicos para su planeación, proyecto y ejecución. Estas acciones, adecuadamente planeadas, pueden asimismo prolongar la vida útil de las obras viales, dentro de límites económicos.

Para el caso específico de carreteras, la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), define las funciones de conservación y rehabilitación como las "necesarias para que cualquier tipo de camino, estructura vial e instalación carretera, se mantenga en condiciones similares a las de su estado original al término de su construcción o después de mejoras posteriores, así como la operación de las instalaciones carreteras y servicios necesarios, para proporcionar una transportation satisfactoria y segura". Aunque los términos anteriores fueron establecidos a propósito de las carreteras, es indudable que pueden ser igualmente aplicables a ca-

lles, aeropuertos y vías férreas.

Las acciones relativas a la conservación y rehabilitación han sido consideradas en el pasado en un nivel secundario, siendo desarrolladas por dependencias que desde el punto de vista de su organización, actúan en forma independiente de las que tienen a su cargo el proyecto y construcción, dando como resultado que los problemas que cada una de esas dependencias debe resolver, desemboquen en soluciones segmentadas de acuerdo con el sistema de organización adoptado.

Desde el punto de vista moderno de organización, se considera que las barreras entre las acciones de las dependencias mencionadas son artificiales, y que debe considerarse un sistema en el cual puedan coordinarse con efectividad las acciones de proyecto, construcción, evaluación y conservación, aún cuando tales dependencias funcionen independientemente desde el punto de vista administrativo. De esta manera se tendrán grandes ventajas al aumentar la posibilidad de tomar decisiones certeras, al considerar todos los factores relevantes y alternativos en forma coordinada y a la vez, poder hacer un mejor uso de la tecnología disponible, mediante procesos de coordinación y retroalimentación.

Al respecto es importante mencionar como un ejemplo, la estrecha relación que existe entre los procedimientos y prácticas de diseño y construcción y los problemas que deben afrontar la conservación y la rehabilitación, ya que éstas reciben a manera de herencia, todas las fallas y defectos cometidos en las etapas mencionadas.

Finalmente es importante mencionar que la conservación y la rehabilitación demandan la disponibilidad de recursos económicos suficientes para que esas tareas sean oportunas, adecuadas y por lo tanto eficientes. Generalmente tales recursos resultan escasos, dando lugar a diferir la ejecución de dichos trabajos, con lo que los problemas aumentan en magnitud, tanto física como económica, generando situaciones muy complicadas para su correcta solución, llegando con el tiempo a requerirse de importantes trabajos de re-

construcción, o bien un rezago que mantiene a una red vial en condiciones precarias de servicio, ejecutándose si acaso, acciones de emergencia o meramente a nivel de paliativos.

2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE LA CONSERVACION Y REHABILITACION

La conservación como fue definida anteriormente, significa mantener los elementos e instalaciones de que consta una obra vial en condiciones tan parecidas como sea posible, a las de su estado original cuando fue construida o mejorada, bajo condiciones normales de tránsito y del medio ambiente, ref. 1. Dependiendo de las circunstancias prevalentes, lo anterior sugiere la periódica y casi inmediata aplicación de acciones rutinarias, que tiendan a la prevención y corrección de situaciones inaceptables o desfavorables, desde el punto de vista de la correcta utilización de la obra vial. Estas acciones son aplicables principalmente a la estructura de dicha obra, sin embargo se extienden además a las fajas del derecho de vía; únicamente se hará referencia a las que correspondan a la estructura de la obra vial, bien sea que se trate de carreteras; elementos de operación terrestre de aeropuertos y vías férreas.

La ejecución de las acciones mencionadas deben ser oportunas y adecuadas para que cumplan con su cometido. De ser así, se podrá prolongar la vida útil de la estructura; sin embargo, a pesar de ello, con el tiempo se incrementará el número e importancia de los deterioros que se manifiesten en la superficie de la estructura, se volverá incómodo e inclusive peligroso su rodamiento y los costos de conservación se incrementarán, alcanzándose niveles excesivos para estos parámetros, por lo que deberán emprenderse otro tipo de acciones, de mayor importancia y de costo superior, que se denominan de rehabilitación, cuyos principales objetivos, de acuerdo con el criterio de la AASHTO son: 1) mejorar las condiciones superficiales para un recorrido cómodo y seguro, 2) ampliar la vida de la estructura vial, iniciando un nuevo ciclo de vida, 3) reconstruir las secciones que manifiesten debilidad estructural o de su terreno de cimentación, 4) mejorar las condiciones de drenaje y subdrenaje, y 5) mejorar las condiciones geométricas, incluyendo los alineamientos vertical y horizontal, ancho de corona, visibilidad, etc. En otras palabras, las acciones comprendidas en la conservación serán de carácter preventivo y correctivo, en tanto que en la rehabilitación, deben considerarse las acciones necesarias para mejorar la calidad de rodamiento, incluyendo su seguridad, y adecuar la capacidad estructural de acuerdo con las condiciones de tránsito futuro.

Lo anterior puede verse gráficamente en la fig 1, en la que se muestra cómo varía el índice de servicio a través del tiempo.

Este concepto es una medida de la practicabilidad o comodidad con que el usuario transita por la superficie de rodamiento, y su valor decrece paulatinamente dentro de una calificación de 0 a 5, a medida que en la superficie se inicia la aparición y desarrollo de diferentes tipos de deterioros que afectan la calidad de rodamiento. De esta manera, en el transcurso del tiempo el índice de servicio llegará a un valor límite tolerable, que es denominado nivel de rechazo y corresponde a las condiciones de rodamiento mínimas que el usuario puede soportar desde el punto de vista de su comodidad y seguridad. Este valor depende de la importancia de la carretera, estableciéndose convencionalmente un valor de 2.5 para carreteras de primer orden y de 2.0 para carreteras secundarias. En la citada figura se observa que el nivel de rechazo se alcanzó en el tiempo T_1 , sin embargo, de acuerdo con el tipo de conservación que se aplique podrá extenderse la vida útil del pavimento, prolongándose hasta alcanzar los tiempos T_2 , T_3 , etc., cuyos beneficios solamente podrán juzgarse analizando el costo de cada una de las diferentes alternativas de conservación propuestas y el incremento logrado en la vida útil. En la misma figura se observa que al llegar al tiempo T_1 se ha adoptado el criterio de restituir las condiciones originales del pavimento, para lo cual se hace necesario llevar a cabo las acciones de rehabilitación, dando origen a una nueva etapa o ciclo en la vida del pavimento.

Un aspecto importante en la conservación es el relativo a los costos que implican las acciones correspondientes. Independientemente de los gastos normales de conservación que deben realizarse dentro de un período normal de vida útil de un pavimento, en ocasiones es posible y necesario extender su vida aún cuando se encuentre severamente dañado, mediante una conservación que implique trabajos importantes y costosos, pero que deben realizarse por no disponer de los fondos necesarios para emprender una rehabilitación formal. La fig 2 muestra esta situación, en la que puede observarse que gracias a una conservación intensiva y costosa, es posible mantener el estado del pavimento ligeramente arriba del nivel del rechazo. La figura muestra el costo acumulativo de conservación, observándose que puede establecerse igualmente un nivel de rechazo para los costos, de tal manera que puede considerarse como un índice de que un pavimento ha fallado, el momento en que los costos de conservación se tornan excesivamente altos.

De lo anterior se desprende que para determinar el comportamiento de un pavimento, predecir su vida útil, establecer si ya ha llegado a la condición de falla y sobre todo, planear de una manera racional los trabajos que deben realizarse para su conservación y rehabilitación, es necesario efectuar un proceso específico de investiga-

ción, denominado evaluación, y cuyo mecanismo es necesario conocer con algún detalle, para los fines de conservación y rehabilitación.

3.- EVALUACION

Las condiciones de rodamiento y el comportamiento de una obra vial constituyen tópicos muy importantes para los ingenieros encargados de su diseño, construcción y conservación, ya que las actividades que deben realizar están íntimamente relacionadas con el comportamiento de la estructura. Existe además otro grupo sumamente interesado en estos aspectos y es el constituido por los usuarios de la obra vial, tratándose de un pavimento o de una vía férrea.

Para los fines específicos de la conservación y rehabilitación de las obras viales, consideradas individualmente o constituyendo una red, la información obtenida por medio de un proceso de evaluación es muy importante, pues permite establecer prioridades y estrategias de conservación y rehabilitación, planear la asignación de los recursos necesarios para su ejecución, y estimar el comportamiento futuro bajo las estrategias consideradas. La información recabada es igualmente importante para verificar y mejorar los criterios de diseño, la bondad de los procedimientos constructivos, la efectividad del control de calidad y anticipar el comportamiento futuro de un pavimento bajo determinadas condiciones de operación, por ejemplo ante un incremento de cargas, mayor afluencia de tránsito, etc. Ref 2

Actualmente, las técnicas de evaluación son muy variadas en cuanto a los equipos y tecnologías empleadas, y forman parte de un campo de la ingeniería en el que se han registrado grandes avances, debido entre otras cosas, a la gran importancia que hoy en día se ha dado a la evaluación en cuanto a la toma de decisiones y a su trascendencia económica. Por otra parte debe considerarse el hecho de que en los países altamente desarrollados, sus redes viales están prácticamente completas, de manera que se observa en ellos una declinación en la construcción de obras viales nuevas a cambio de un incremento en las necesidades de su conservación y rehabilitación, lo que ha provocado el gran avance tecnológico a que se ha hecho referencia.

De acuerdo con los objetivos y recursos, la evaluación puede realizarse con equipos muy simples y poco costosos, o bien con equipos muy sofisticados y de alto costo, de manera que para definir el procedimiento a seguir será necesario tener en cuenta los parámetros que interesa medir, los equipos adecuados para ello, la forma en que se presenta, almacena y analiza la información captada y el proceso de retroalimentación para optimizar la técnica empleada.

En un proceso de evaluación se investigan tres componentes principales, que son los indicadores básicos de la condición en que se encuentra una estructura vial. Estos indicadores son 1) comodidad de rodamiento, 2) capacidad estructural, y 3) seguridad. De acuerdo con las circunstancias particulares de cada caso, se le otorga a cada uno de los citados indicadores la importancia requerida. Finalmente es necesario enfatizar que los indicadores varían con el tiempo, de tal manera que el conocimiento de su variación con respecto a este parámetro constituye la historia del comportamiento de la estructura.

3.1.- Procedimientos de Evaluación

3.1.1. Pavimentos de Carreteras

En el ámbito mundial se considera actualmente que el proceso de evaluación forma parte del denominado Sistema de Administración de Pavimentos (Pavement Management System, PMS), el cual está constituido por una serie de procesos que le permiten organizar, coordinar y controlar todas las actividades que afectan a la vida y el costo de los pavimentos. La función básica del PMS es la de proporcionar al usuario un sistema carretero seguro y eficiente, con énfasis en el proyecto, construcción y la conservación perpetua del sistema, a fin de garantizar la mejor calidad con el menor costo. La aplicación del PMS tiene como ventajas fundamentales las de aumentar la posibilidad de tomar decisiones certeras, al considerar todos los factores relevantes y las alternativas en forma coordinada, además de poder hacer un mejor uso de la tecnología disponible, mediante procesos de coordinación y retroalimentación, Ref 2 y 3. La fig 3 muestra las principales actividades involucradas en un PMS y la forma en que están interrelacionadas.

En cuanto a los principales indicadores del estado de un pavimento, en la fig 4 se representa esquemáticamente la forma en que varían con el tiempo, hasta alcanzar cada uno de ellos un nivel de rechazo prefijado, momento en que se define el fin de un ciclo de vida útil del pavimento. Como se mencionó anteriormente, mediante acciones de rehabilitación es posible iniciar un nuevo ciclo en la vida del pavimento, en el tiempo T_r de la figura por ejemplo, repitiéndose el proceso de degradación de las condiciones del pavimento, hasta cumplirse otra etapa en el tiempo T_d , en que vuelve a repetirse el ciclo mediante la aplicación de nuevas acciones de rehabilitación. La figura manifiesta que durante la vida de diseño del pavimento una o más veces los indicadores pueden alcanzar niveles de rechazo, requiriéndose acciones de rehabilitación para que el pavimento pueda seguir prestando un servicio adecuado.

Como puede verse en la misma fig 4, además de los indicadores de capacidad estructural, comodidad de rodamiento, deterioros superficiales (que están ligados a problemas de capacidad estructural, comodidad y seguridad).

dad), así como la resistencia al derrapamiento, existen indicadores de orden económico que también pueden utilizarse para definir cuándo ha concluido una etapa en la vida útil de un pavimento; tales son los costos de conservación y los costos de operación.

Los primeros corresponden a todos los trabajos realizados para conservar el pavimento, cuyo monto se incrementa año tras año, a medida que aumentan los deterioros superficiales en el pavimento y disminuye la comodidad de rodamiento. Los segundos son efectuados por el usuario y corresponden a consumos de combustible, llantas, reparaciones, etc., mantenimiento del vehículo y su depreciación, tiempo de recorrido, accidentes, etc., los cuales están muy ligados con el estado del pavimento. A medida que el pavimento se deteriora en mayor grado con el transcurso del tiempo, se reduce la velocidad de operación del vehículo y el recorrido se torna incómodo e inseguro, además de que aumentan las interferencias con los trabajos de conservación, que cada vez deben ser realizados con mayor frecuencia, lo que se traduce en congestiones, accidentes y en mayor costo para los usuarios, Ref 4. Por lo tanto el conocimiento de la forma en que varían ambos tipos de costos en el transcurso del tiempo, constituye otro indicador más del comportamiento de un pavimento, y pueden ayudar a definir la política a seguir.

La evaluación de los pavimentos, consistente en la medición de la evolución de los indicadores mencionados, debe realizarse periódicamente con el objeto de reunir la información necesaria para realizar las acciones siguientes:

- 1.- Proporcionar la información necesaria para poder comprobar el cumplimiento de la premisas y predicciones del proyecto, y en su caso poder modificar los criterios para actualizar el método o modelo de diseño.
- 2.- Predecir el comportamiento futuro del pavimento, para programar las acciones de conservación y rehabilitación, así como los fondos necesarios para ello.
- 3.- Obtener información que permita mejorar las técnicas de construcción, conservación y rehabilitación.
- 4.- Recabar la información necesaria para actualizar los programas de mejoramiento de la red.

Como puede verse, el proceso de evaluación constituye una pieza clave dentro del PMS y una herramienta muy útil para detectar necesidades y puntos débiles, tanto en una carretera o tramo en particular, como en toda una red.

Para la aplicación de un PMS, actualmente se pretende establecer modelos de predicción para varios de los principales parámetros de diseño, modelos que se basan en correlaciones teóricas o empíricas. Los principales modelos se refieren a 1) la predicción de comportamiento, que relaciona el comportamiento con el grado de deterioro y respuesta bajo cargas, 2) de resistencia al derrapamiento y seguridad y 3) costos de construcción inicial, conservación, rehabilitación y operación.

El proceso de evaluación requiere la medición periódica o monitoreo de un pavimento. A continuación se presentan en forma resumida, las variables que interesa conocer y los procedimientos de monitoreo más usuales.

1.- Estructurales

a) Procedimientos Destructivos. Se refieren a la estructuración del pavimento y resistencia de los materiales que lo constituyen. Pueden determinarse mediante la ejecución de pruebas destructivas que requieren de calas, pozos y trincheras, de las cuales pueda obtenerse en forma directa el número de capas y su espesor individual, así como el muestreo de los materiales que las constituyen, para determinar sus características mediante pruebas de laboratorio.

La extensión del programa de exploración y muestreo, incluyendo la ubicación, tipo, profundidad y clase de muestras que se desean obtener, se define de acuerdo con la finalidad de la evaluación, extensión del tramo evaluado, aspectos topográficos, geométricos, geotécnicos y ambientales, tránsito y características del pavimento que se va a evaluar. Un aspecto muy importante que debe tenerse en cuenta es la interferencia con el tránsito, lo cual constituye una gran limitación en cuanto al número, posición y tipo de exploración. Así mismo deben tenerse presente aspectos prácticos, como el manejo del tránsito para que no ocurran accidentes, tapar las excavaciones perfectamente el mismo día, etc.

El muestreo debe realizarse en forma tal que se obtengan especímenes representativos y de preferencia inalterados, con el objeto de ensayarlos con la estructuración y humedad reales. Por otra parte, el muestreo está condicionado con la clase de pruebas que se planea ejecutar. Al respecto, el criterio a seguir es definir el tipo de prueba que proporcione la información apropiada para los análisis que se van a ejecutar, por ejemplo, si se emplean procedimientos basados en modelos teóricos, deberán realizarse ensayos que permitan determinar módulos derivados de las relaciones esfuerzo-tiempo; en modelos viscoelásticos será necesario conocer las características de fluencia o propiedades similares y en los casos de métodos empíricos, las pruebas de ese mismo tipo.

Existe una amplia variedad de métodos y procedimientos de prueba tanto de campo como de laboratorio, que pueden clasificarse como empíricas o fundamentales, y que determinan propiedades como tensión, compresión, esfuerzo cortante, flexión, torsión o sus correlaciones con procedimientos empíricos. Las pruebas que determinan directamente propiedades fundamentales son muy útiles y en años recientes han sido motivo de un gran uso y desarrollo.

Las propiedades fundamentales de los materiales pueden determinarse mediante pruebas de laboratorio y de campo, que mediante simplificaciones tratan de eliminar las complejidades del comportamiento de los materiales, ocasionadas por los factores que lo determinan, tales como el tránsito y los factores ambientales. Se reconoce que dichas simplificaciones constituyen una aproximación a los verdaderos valores, pero aún así constituyen una práctica mejor que el empleo de pruebas empíricas.

Las pruebas que comúnmente se realizan en los materiales de capa subrasante y pavimento, son las siguientes:

- a) Valor Relativo Soporte, Ref 5
- b) Pruebas de placa, Ref 5
- c) Módulo dinámico complejo, Ref 6
- d) Módulo de resiliencia, Ref 7
- e) Rigidez a la flexión, Ref 8
- f) Tensión indirecta estática o dinámica, Ref 9
- g) Módulo de rigidez, Ref 10
- h) Deformación viscoelástica, Ref 11

La primera prueba puede ejecutarse tanto en el campo como en el laboratorio y su utilización es sumamente amplia hoy en día, pese a que se le consideran bases empíricas. Las pruebas de placa se aplican al campo y su uso también es amplio.

Las pruebas c), d), e), f) y g) permiten determinar en el laboratorio las propiedades elásticas, gracias a la medición de esfuerzos y deformaciones unitarias bajo esfuerzos repetidos; la prueba que ha tenido una mayor aplicación actualmente es la de módulo de resiliencia.

Por lo que respecta a la prueba h), se utiliza para determinar el comportamiento viscoelástico de los materiales, introduciendo en su ejecución la influencia del tiempo en la magnitud y desarrollo de las deformaciones ocurridas; se considera además la influencia de la temperatura en el comportamiento de los materiales.

Debe decirse finalmente que el análisis de los valores obtenidos en las pruebas ejecutadas, debe someterse a la aplicación de conceptos probabilísticos, para tomar en cuenta la falta de uniformidad de los materiales, errores en el procedimiento de prueba, etc.

La ejecución de sondeos y trincheras permite además analizar el comportamiento de cada capa del pavimento, midiendo las deformaciones en cada una de ellas, investigando si dichas deformaciones ocurrieron por densificación o desplazamiento, lo cual se complementa con determinaciones de peso volumétrico del material. Puede investigarse igualmente la contaminación de materiales de capa subrasante o del terreno natural, así como la degradación que ocurra en el transcurso del tiempo.

b) Procedimientos no Destructivos.- Por otra parte, es altamente recomendable investigar la capacidad estructural de un pavimento existente sin destruir o alterar sus elementos componentes, para lo cual se han desarrollado pruebas que se realizan en la superficie del pavimento, cuyos resultados se relacionan de alguna manera con las propiedades estructurales del pavimento, y que se denominan pruebas no destructivas, debido a que no se altera la estructura del pavimento a causa de las mediciones, las que pueden efectuarse en el mismo sitio tantas veces como sea necesario. Estas pruebas se clasifican en las dos categorías siguientes:

- Mediciones de respuesta a una carga estática o a una sola aplicación de una carga que se mueve lentamente.

- Respuesta a una carga dinámica o repetida.

La respuesta del pavimento a la acción de una carga estática o que mueve lentamente, se obtiene por lo general midiendo la deflexión producida por la carga en el pavimento, siendo los dispositivos más utilizados los siguientes:

- Viga Benkelman, Ref 12
- Deflectómetro viajero, Ref 13
- Deflectógrafo Lacroix, Ref 14

El primer dispositivo tiene una amplia difusión debido a su facilidad de manejo, bajo costo y fácil interpretación; sin embargo es complicado su uso cuando interviene en carreteras de alto volumen de tránsito, debido a su lentitud. El deflectómetro viajero desarrollado por la División de Carreteras de California, opera bajo el mismo principio aunque en forma automatizada y utilizando dispositivos electrónicos es capaz de efectuar de 1500 a 2000 mediciones por jornada de trabajo, viajando a una velocidad del orden de 1 km/h, Ref 13. La versión europea de este dispositivo lo constituye el Deflectógrafo Lacroix, que se desplaza a una velocidad tres veces mayor, y puede proporcionar del orden de 2000 mediciones diarias, Ref 14.

En cuanto a la respuesta a cargas diná

micas, se han desarrollado pruebas vibratórias que consisten en aplicar fuerzas sinusoidales de varias frecuencias, y analizar posteriormente las características de propagación de las ondas producidas y captadas en geófonos y de esta manera, de acuerdo con la teoría elástica, pueden determinarse módulos dinámicos de las diferentes capas que constituyen el pavimento, pudiendo valerse además, las deflexiones producidas en el pavimento.

Los dispositivos más frecuentemente usados dentro de esta categoría son los siguientes:

- Dynaflect, Ref 15
- Vibrador Shell, Ref 16
- Road-Rater, Ref 17
- WES, Ref 18

Para operar estos equipos es muy importante asegurarse de que se encuentren apropiadamente calibrados, de que la fuerza aplicada al pavimento sea la registrada y que existe una correcta correlación de las deflexiones registradas. A este respecto, normalmente se emplean las deflexiones medidas con Viga Benkelman.

2. Comportamiento. En este aspecto está involucrado un estudio de la historia de la calidad de rodamiento del pavimento durante un período de tiempo y del tránsito acumulado en el mismo lapso, lo que puede ser determinado mediante mediciones periódicas de dicha calidad de rodamiento. Este concepto está ligado con el desarrollo de la prueba AASHTO, Ref 19, de la cual se derivó el concepto de Serviciabilidad Actual, que representa la capacidad de una sección de pavimento para proporcionar, en opinión del usuario, un rodamiento cómodo y suave. Para valuar este concepto se recurrió a un grupo de usuarios que individualmente calificaron la calidad de rodamiento, procedimientos que da lugar al concepto de la Estimación de la Serviciabilidad Actual (PSR). Como en lo general este procedimiento es poco práctico y costoso, se han realizado grandes esfuerzos para desarrollar dispositivos mecánicos que realicen mediciones para estimar la serviciabilidad y correlacionarlos con las mediciones subjetivas, mediante análisis de regresión lineal múltiple que, correlacionados con las opiniones de los usuarios, proporcionan el concepto de Índice de Serviciabilidad Actual, (PSI).

La serviciabilidad de un pavimento es en gran parte una función de su rugosidad, tal como se demostró en los estudios del tramo de prueba AASHTO. La rugosidad de un pavimento debe entenderse como un fenómeno manifestado en la superficie del pavimento y experimentado por el usuario cuando viaja sobre el pavimento, bien sea en un vehículo o en un aeroplano. La rugosidad es una función del perfil longitudinal de la superficie del pavimento, de las

características del vehículo, incluyendo llantas, suspensión, carrocería, asientos, etc., y de la sensibilidad del usuario ante la velocidad y la aceleración; en otras palabras, depende del perfil real de la superficie del pavimento, de los aspectos dinámicos del vehículo y de la respuesta humana. Los estudios realizados al respecto, demuestran que la rugosidad longitudinal es probablemente el factor cuya contribución sea mayor en la generación de la sensación de incomodidad, situándose en segundo lugar la rugosidad transversal.

Para medir la rugosidad se han desarrollado una gran variedad de dispositivos, que varían desde los muy sencillos hasta los altamente sofisticados. En la tabla 1 se presentan algunos de los dispositivos de uso más extendido y su campo de aplicación. Estos dispositivos son los siguientes:

- Rugómetro del Bureau de Carreteras Públicas (BPR)
- Perfilómetro CHLOE (CHLOE)
- Perfilómetro de California (RSE)
- Perfilómetro del RRL Británico (RRL)
- Perfilómetros dinámicos (SDP)
- Dispositivos montados en vehículos (CRM)

Los perfilómetros originales, del tipo CHLOE, RSE y RRL, están montados en marcos metálicos de 6 a 10 m de largo, se desplazan sobre ruedas, que miden la variancia de la pendiente del perfil longitudinal o desplazamientos verticales acumulativos, y están dotados de dispositivos registradores y graficadores. Todos ellos tienen como ventaja principal una gran repetibilidad, pero en cambio son sumamente lentos y tienen poca aproximación cuando miden longitudes de onda menores que la distancia entre ruedas o bien en longitudes de onda mayores que dicha distancia, Ref 20, 21 y 22.

Los equipos montados en vehículos (CRM), miden la rugosidad del pavimento cuando transitan a la velocidad de operación, lo que aunado a su bajo costo los ha convertido en los de mayor uso. Los rugómetros tipo Mays o PCA son ejemplos típicos de estos dispositivos, y recientemente se utilizan con una cámara fotográfica adaptada para levantar inventarios de la carretera, registrando, además de la rugosidad, aspectos de visibilidad, pendiente, fuerza centrífuga, etc. Están además capacitados para proporcionar alto volumen de información, producen poca o nula interferencia con el tránsito y tienen una repetibilidad adecuada. Las desventajas de estos equipos son entre otras, la necesidad de frecuentes calibraciones, incapacidad de registrar el perfil del pavimento y la influencia que las características del propio vehículo imprimen a las mediciones Ref 23 y 24.

Los equipos de tipo dinámico, (SDP), son de alto rendimiento y en general muy

sofisticados; registran el perfil real del pavimento, se desplazan a la velocidad normal de operación y pueden detectar y analizar grandes longitudes de onda, lo que es sumamente útil en el caso de carreteras de alta velocidad. Finalmente tienen una alta repetibilidad y pueden usarse como instrumentos de calibración para otros equipos. Como desventaja principal están sus costos de adquisición, operación y análisis por computadora, además de la complejidad de sus sistemas que requieren de personal altamente calificado. Pueden mencionarse dentro de este tipo los perfilómetros Surface Dynamics, el GMR, y los de ondas de alta frecuencia y rayos laser. Ref 25 y 26.

3.- Estado Superficial del Pavimento. La evaluación del estado superficial de un pavimento involucra un estudio de detalle que debe manifestar el tipo de deterioro ocurrido, su ubicación, extensión y severidad. Asimismo deben señalarse los factores más significativos que han influido en el comportamiento inadecuado del pavimento. El procedimiento más generalizado para efectuar esta investigación es la observación directa de un ingeniero especializado, recorriendo a pie el tramo en estudio, quien registra y anota sus observaciones técnicas respecto a los daños observados. Sin embargo, en carreteras que manejan elevados volúmenes de tránsito y con más de dos carriles de circulación, es extraordinariamente difícil y peligroso realizar esos recorridos, por lo que se recurre al empleo de fotografías y de equipos especiales como el Gerfo, que es un vehículo que dotado de una cámara cuya velocidad se sincroniza con la de desplazamiento, toma una fotografía continua de la superficie del pavimento. Este dispositivo se desplaza a la velocidad de operación, sin interferencias con el tránsito y es alto el rendimiento. Como desventaja principal se tiene su alto costo, Ref 14.

Los aspectos que interesa evaluar principalmente, son los agrietamientos, deformaciones, desgranamientos, baches y zonas con exceso de asfalto. Para juzgar su severidad comúnmente se recurre a asignar calificaciones o factores de ponderación a cada tipo de deterioro observado, que son restados de una calificación máxima de partida. Generalmente se desarrollan catálogos que tipifican el tipo y severidad del deterioro y reglas para aplicar los factores de ponderación.

Un estudio del estado superficial del pavimento es importante porque entre otras cosas, se pretende utilizarlo como medio de correlacionar el comportamiento del pavimento con su grado de deterioro.

4.- Seguridad.- Se analizan varios factores que afectan la seguridad con que el usuario circula sobre un pavimento. Uno de los factores principales lo constituye la resistencia al deslizamiento, sin embargo

no deben despreciarse otros factores tales como los surcos, roderas y depresiones, en los que el agua de lluvia puede acumularse y producirse el fenómeno de hidroplaneo. Asimismo son importantes el color, las propiedades reflejantes y el señalamiento de piso.

La medición de la resistencia al deslizamiento puede realizarse mediante varios procedimientos, como por ejemplo el empleo de dispositivos de rueda bloqueada (ASTM E-274), rueda con deslizamiento parcial (SCRIM, Ref 14), ruedas desalineadas (Mu-Meter, Ref 27), así como dispositivos de péndulo (ASTM E-303). El empleo de dispositivos como el SCRIM o el Mu-Meter, que se operan a las velocidades normales de circulación, poseen elementos de registro continuo, con posibilidad de verter agua por delante de las ruedas de medición para reproducir el efecto de pavimento mojado. Algunos dispositivos como el SCRIM, tienen la desventaja de su elevado costo.

La evaluación de la resistencia al deslizamiento para propósitos de conservación y mantenimiento deberá considerar el efecto del tiempo, tránsito y clima, por lo que se requiere de evaluaciones periódicas, con dispositivos de alto rendimiento, con el propósito de observar los siguientes factores: porosidad de la superficie, desgaste y pulimiento de agregados, surcos y depresiones, afloramiento de asfalto y contaminación con hule, aceite, etc.

Por lo que respecta a la investigación de surcos, roderas y depresiones, pueden evaluarse mediante la colocación de reglas o perfilógrafos transversales, Ref 14, que permiten captar la sección transversal de la superficie del pavimento.

3.1.2.- Pavimentos de Aeropuertos.

El aspecto de evaluación de los pavimentos en los elementos de operación terrestre de los aeropuertos juega un papel muy importante, tanto para definir las estrategias de conservación y rehabilitación que deban aplicarse, como desde el punto de vista de la seguridad de la operación terrestre de las aeronaves. Con este propósito, la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) propone directrices para la evaluación de pavimentos, Ref 28, cuyos resultados deben ser notificados para su publicación a nivel de información aeronáutica (AIP). Las citadas recomendaciones y procedimientos abarcan diferentes niveles de necesidades y pueden ser interpretadas aún por personal poco experimentado en el comportamiento de los pavimentos.

Por lo que respecta al procedimiento de evaluación propuesto, se indica que se encuentra en la etapa de primera generación, y que está en marcha un programa de investigación así como de ampliación de su aplicabilidad y actualización. Se da énfasis

sis a la evaluación en base a ensayos no destructivos sobre planteamientos más teóricos, tratando de reducir su costo y que provoquen menos interferencias con las operaciones de los aeropuertos, a la vez que se obtenga mayor información sobre la cual puedan tomarse las decisiones. Mediante procedimientos no destructivos se determina el módulo de rigidez dinámica (DSM), que permite establecer zonificaciones en el pavimento y detectar áreas que muestren un deterioro prematuro, justificando investigaciones posteriores de detalle.

En lo general los conceptos básicos y técnicos para la evaluación de pavimentos para aeropuertos son los mismos que los citados para carreteras en el inciso 3.1.1., detectándose algunas ligeras variantes, como se describe a continuación.

- En el caso de aeropuertos existen dos tipos de usuarios, que son los pasajeros y la tripulación de la aeronave. De todos ellos, la opinión del piloto es la más importante, debido a que su respuesta ante la rugosidad considera principalmente aspectos de seguridad.

Los efectos de la rugosidad en el pavimento están relacionados principalmente con la seguridad y la posibilidad de ocurrencia de daños al tren de aterrizaje, y no a la comodidad, como en el caso de carreteras.

- La interacción vehículo-pavimento acusa una mayor variación en el caso de aeropuertos que en carreteras, a causa de la gran variedad de tipos de aeronaves.
- La influencia de las longitudes de onda en los pavimentos de aeropistas tienen mayor importancia que en carreteras, debido a las diferencias en la configuración de los trenes de aterrizaje, mayor velocidad de circulación, efecto de falso despegue, etc.
- El comportamiento del pavimento en aeropuertos tiene una concepción diferente, no basada en términos de la opinión del usuario como pasajero.

A continuación se describen brevemente los procedimientos de evaluación más usuales en aeropuertos, en función de las variables por monitorear.

1.- Estructurales

a) Procedimientos Destructivos. Como en el caso de los pavimentos de carreteras, se recurre a la ejecución de pozos, muestreo y ensayos de laboratorio y campo. Se tienen importantes limitaciones por la interferencia con la operación aeroportuaria. Generalmente se realizan pruebas directas en el campo para determinar el Valor Relativo So-

porte o de módulo de reacción y resistencia mediante placa. Pueden tomarse especímenes inalterados para la determinación en el laboratorio del VRS en las mismas condiciones. Para la aplicación de métodos más modernos, se efectúan ensayos para determinar la respuesta de cada capa, caracterizada por su módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.

b) Procedimientos no Destructivos. En general se prefieren sobre los destructivos. Son comunes los ensayos de placa, como en el caso de evaluación por el método LCN y el método Canadiense. De igual manera es frecuente la medición de deflexiones con Viga Benkelman bajo cargas reales de las aeronaves. De igual manera se ha dado impulso al empleo de dispositivos que aplican cargas dinámicas, en general más pesadas que los usados en carreteras, como el equipo NDT de WES, Ref 29, o bien del tipo de deflectómetros de caída (FWD), Ref 30. Al respecto puede decirse que se ha desarrollado toda una tecnología específica para el caso de aeropuertos, Ref 30.

2.- Comportamiento.- Para su evaluación se recurre a dispositivos mecánicos, como los mencionados a propósito de carreteras, tales como el perfilómetro de California (RSE), el británico (RRL), los montados en vehículos (CRM) y los dinámicos (SDP). A semejanza del caso de carreteras, se llevan a cabo investigaciones periódicas de la rugosidad del pavimento, principalmente en la zona del tercio central del ancho de la pista. Esta evaluación debe iniciarse antes de que el pavimento sea puesto en servicio, con el propósito de verificar el cumplimiento de las especificaciones de acabado de la superficie, y en su caso, proceder a su corrección, ver tabla 1. Las evaluaciones subsiguientes deben realizarse con equipos que desarrollen altas velocidades.

3.- Estado superficial del Pavimento.- Se lleva a cabo un levantamiento de los daños existentes en el pavimento, mediante la observación directa de un ingeniero especializado, recurriendo a la información fotográfica. Los reportes emitidos deben motivar el tipo, extensión y severidad de los deterioros observados, poniendo énfasis en aquellos aspectos que signifiquen riesgo inmediato o a corto tiempo. Un aspecto importante lo constituye el efecto del derrame de combustible y el calor de las turbinas en zonas de plataformas.

4.- Seguridad.- Este concepto es sumamente importante en el caso para aeropuertos, debiendo investigarse tanto la resistencia al deslizamiento, como la presencia de ondulaciones, surcos y depresiones que de alguna manera afecten la seguridad de las aeronaves durante las maniobras de aterrizaje y despegue. La resistencia al deslizamiento debe medirse inicialmente y periódicamente, con el objeto de verificar las condiciones iniciales de resistencia y en su caso, efec-

tuar las correcciones que se ameriten. Las subsecuentes tienen por objeto determinar la degradación que sufra la textura superficial con el tiempo, debido entre otras cosas, al hule de las llantas que se adhiere a la superficie en la zonas de toque. Las mediciones deben realizarse con dispositivos de alta velocidad, registro continuo y en condiciones de pavimento mojado.

3.1.3.- Vías Férreas.- Los ferrocarriles modernos están diseñados para alcanzar altas velocidades, considerando éstas muy próximas a los 200 km/hr, lo cual solamente es posible si se cumplen las tolerancias que para los diferentes parámetros fundamentales de una vía férrea, son propuestos por los organismos ferroviarios de cada país. En las tablas 2 a 3 se presentan las citadas tolerancias, tanto para condiciones de vía nueva, como para conservación, Ref 32.

A semejanza de lo que ocurre con los pavimentos, la estructura de una vía férrea con el paso del tiempo sufre deterioros que inciden directamente en la velocidad de circulación de los trenes, su seguridad y por lo tanto en su eficiencia. Las tolerancias para montaje de vía son más rigurosas a medida que aumenta la velocidad, y las desviaciones que en sus valores ocurran con el tiempo pueden ser causa de serios accidentes. Lo anterior implica que desde su proyecto debe tenerse en cuenta los problemas posteriores de conservación de las vías férreas, como por ejemplo, el montaje de las vías directamente sobre losas de concreto hidráulico ha sido desarrollado para reducir los deterioros de las vías a causa de la operación de trenes circulando a alta velocidad y con gran frecuencia, con la consiguiente reducción de trabajos de conservación, sin embargo esta solución no es aconsejable cuando se apoyan las vías en suelos blandos sujetos a movimientos diferenciales, Ref 33, por las dificultades posteriores para nivelar los rieles.

La comprobación de que una vía recién construida se ajusta a las tolerancias impuestas, se procede a efectuar mediante recorridos con equipos que detectan las irregularidades mediante registros automáticos continuos, o bien mediante levantamientos topográficos de precisión. El primer sistema garantiza plenamente el conocimiento en forma rápida del estado geométrico de la vía, en condiciones de operación. Esta investigación se complementa con inspecciones aleatorias que permitan conocer detalles imposibles de detectar por procedimientos automáticos, como el apretado de los elementos de sujeción, colocación adecuada de elementos accesorios, etc. En lo sucesivo se recomienda efectuar investigaciones del estado de la vía por lo menos dos veces al año, con el objeto de investigar, además de los aspectos geométricos de la vía, otros detalles como: estabilidad de los terraplenes; identificación, contaminación, degradación fenómeno de bombeo en el balasto; estado

de durmientes, rieles y elementos accesorios, así como del funcionamiento de las obras de drenaje. Con relación al estado de los rieles, pueden inspeccionarse en forma automática y continua mediante un carro detector (Sperry Rail Service), que registra entre otras cosas, la incidencia de irregularidades, fisuras, juntas, etc, Ref 34.

4.- CRITERIOS DE REHABILITACION Y CONSERVACION.

Para establecer el tipo y programas de trabajos de conservación y rehabilitación, en la década de los años 40 se recurría a las notas técnicas producto de inspecciones visuales, las que contenían el tipo, extensión y severidad de los deterioros manifestados. En la siguiente década y a principios de los años 60, la información anterior se complementó con la obtenida de rugómetros, deflectómetros y medidores de resistencia al deslizamiento, cuya información, considerada global o individualmente permitía la toma de decisiones. A principio de los años 70, los organismos encargados de la conservación y rehabilitación de carreteras empezaron a observar que la toma de decisiones deberá basarse no solamente en la información de campo, ya que deberían plantearse estrategias de conservación y rehabilitación para las condiciones presentes y futuras de un pavimento, con el propósito de minimizar los costos correspondientes a los ciclos de vida de un pavimento y maximizar sus beneficios. De esta manera se ha establecido un sistema basado en una metodología técnica y operacional para administrar, dirigir y controlar los recursos disponibles para obtener los máximos beneficios.

De esta manera es importante cubrir los siguientes objetivos:

- 1.- Determinar los costos asociados a diferentes niveles de serviciabilidad de un pavimento.
- 2.- Planear, dirigir y controlar las actividades de mantenimiento a fin de alcanzar un nivel de servicio congruente con la clase y tipo de pavimento.
- 3.- Evaluar los métodos y materiales utilizados, con el propósito de desarrollar prácticas eficaces y económicas.

Por otra parte, es necesario conocer los siguientes aspectos:

- 1.- El inventario de la red y un conocimiento de los factores físicos, operacionales y ambientales que pueden influir en el monto y tipo de trabajos requeridos.
- 2.- Experiencias sobre los procedimientos de conservación, así como conocimiento de los recursos disponibles de fuerza de trabajo, equipo y materiales, incluyendo rendimientos.

- 3.- Predicción de volúmenes de obra, disponibilidad de recursos financieros y criterios de decisión relativos a la calidad o nivel de conservación deseado.

Existen algunos aspectos que intervienen en la configuración de la problemática de la conservación y la rehabilitación, que se discuten brevemente a continuación.

- 1.- En 1976 la Federal-Aid Highway Act reconoció que los pavimentos se deterioran a una velocidad mayor que con la que pueden ser reparados. Entre otras cosas es debido a la insuficiencia de fondos destinados a conservación y rehabilitación. Los países altamente desarrollados destinan actualmente para conservación de sus redes, el seis por ciento de su valor actualizado, cifra que es muy superior a lo que países con pocos recursos actualmente destinan, y que además deben hacer frente a necesidades de expansión y modernización de su red.
- 2.- Los trabajos de conservación son en general más caros que los de construcción, debido a que se realizan en áreas pequeñas, dispersas, en que abunda la mano de obra. Requieren de importantes operativos de control de tránsito, ya que éste no debe suspenderse durante los trabajos. Las interferencias con la operación son más agudas en los casos de aeropuertos y vías férreas. De igual manera deben efectuarse labores prácticamente en todas las épocas del año, ya que las cuadrillas llegan a efectuar trabajos de movimiento de derrumbes, remoción de nieve, luchar contra inundaciones y hasta trabajos de ayuda, salvamento y rescate.
- 3.- Se hacen grandes esfuerzos en desarrollar máquinas y equipos para trabajos de conservación y rehabilitación, así como la investigación en la utilización de materiales sintéticos, tales como para reciclados entre los primeros y fibras textiles entre los segundos, por mencionar tan solo dos ejemplos.
- 4.- Se suelen presentar problemas legales serios, a causa de demandas por accidentes durante los trabajos, o por daños ocasionados por trabajos mal ejecutados.
- 5.- Los vehículos actuales, tanto los terrestres, como aeronaves y ferrocarriles, están capacitados para desarrollar mayores velocidades de operación, y por lo tanto requieren de pavimentos y vías férreas de muy altas especificaciones, que deben ser cumplidas por los trabajos de conservación y rehabilitación. Adicionalmente, por los altos volúmenes de tránsito que se manejan, se requieren soluciones que ameriten una conservación mínima. Las acciones de rehabilitación deben considerar aspectos de mo-

dernización, acordes con las necesidades del tránsito actual y futuro.

- 6.- El uso de programas de computadora ha sido de gran ayuda para el análisis de estrategias, predicciones de comportamiento, etc., convirtiéndose hoy en día en una importante herramienta para la toma de decisiones, pero de ninguna manera debe considerarse que pueda reemplazar al analista.

Considerando los aspectos antes mencionados, así como la información captada en los procesos de evaluación, será necesario definir los criterios a seguir para establecer las estrategias convenientes, de acuerdo con los siguientes lineamientos:

- 1.- Establecimiento de prioridades. Se analiza la información procedente de la evaluación, para definir los tramos que requieren de mantenimiento o rehabilitación, considerando además el volumen de tránsito actual y futuro. Los tramos que reporten las peores condiciones deberán ser evaluados en detalle para establecer las estrategias para su reparación, teniendo en cuenta para ello el análisis de las causas de su deterioro y las acciones que deben emprenderse para su corrección. Los procedimientos de análisis, interpretación y proyecto dependen de los criterios de cada organismo, pudiendo citarse la metodología propuesta por el Instituto del Asfalto, Departamento de Carreteras de California, etc. Ref 35. Asimismo se recurre como ayuda al uso de matrices o árboles de decisiones, como la matriz mostrada en la fig 5, Ref 14, y escalas de acciones de acuerdo con el tránsito y nivel de deterioro del pavimento, fig 6. En la tabla 5 se presentan los deterioros típicos que pueden observarse en los pavimentos y las causas que suelen producirlos.
- 2.- Formulación de estrategias de rehabilitación. Se establecen varias estrategias que comprenden desde reparaciones menores hasta sobrecarpetas. Estas estrategias se someten a un análisis en el que interviene, en forma determinante, el factor económico, teniendo en cuenta el nivel de servicio que cada estrategia puede proporcionar, su duración, comportamiento, etc.

En la fig 7 se presenta un diagrama de flujo del procedimiento a seguir para el planteamiento del problema, los principales criterios de decisión que deben emplearse para analizar las estrategias planteadas y la elección de la mejor alternativa, para proceder a continuación a la elaboración del proyecto. Es importante conocer los diferentes tipos de trabajos de conservación y rehabilitación que pueden disponerse para el

planteamiento de las estrategias a seguir, fig 8, así como efectuar un análisis de comportamiento de cada una de ellas, fig 9, acompañado de una evaluación económica, fig 10. Asimismo algunos organismos disponen de árboles de estrategias como ayuda, fig 11, y conocer a fondo las ventajas y desventajas que una acción determinada puede tener, como se ilustra en la fig 12 para el caso de la técnica de reciclado.

Para el caso de aeropuertos, es recomendable acudir a los manuales de la OACI, Ref 33, en donde se resumen las prácticas y experiencias de Estados Unidos, Francia, Canadá y el Reino Unido. En dicha referencia se incluye la práctica para notificar la resistencia de pavimentos de aeropuertos por el método ACN/PCN, que consiste en determinar el efecto relativo de una aeronave sobre un pavimento para determinada resistencia normalizada del terreno de cimentación (ACN) y la resistencia de un pavimento para usarlo sin restricciones. Como se mencionó anteriormente, los trabajos de conservación y rehabilitación deben fundamentalmente dirigirse hacia alcanzar la máxima seguridad de las aeronaves en sus movimientos de operación terrestre, principalmente en las pistas.

En los ferrocarriles se presenta una situación similar a la de aeropuertos, en cuanto a la seguridad de operación a altas velocidades. La acción más importante debe considerar el adecuado alineamiento de las vías, tanto vertical como horizontalmente. Las Ref 32 y 34 mencionan las principales acciones de conservación y rehabilitación de vías férreas.

Tanto en el caso de aeropuertos como de ferrocarriles no deben perderse de vista las implicaciones económicas de los criterios de conservación y rehabilitación.

5.- EXPERIENCIA NACIONAL

5.1.- Carreteras.- La red de carreteras nacionales cuenta actualmente con unos 250 000 km, de los cuales aproximadamente 80 000 están pavimentados, entre los cuales deben distinguirse unos 50 000 km que corresponden a la Red de Carreteras Federales. Esta red acusa problemas muy importantes que trascienden hacia el nivel de servicio que se brinda actualmente al usuario. Estos problemas principalmente son los siguientes:

La edad avanzada de la mayor parte de la red, la obsolescencia de algunos sistemas de conservación, el incremento de las cargas legales y el bajo nivel del gasto de conservación asignado durante las últimas décadas, en conjunto con la imperiosa necesidad que tiene nuestro país de contar con un eficiente sistema de carreteras y las limitaciones económicas que la actual crisis impone, Ref 36.

En efecto, muchos tramos de la red nacional cuentan con más de tres o cuatro décadas, y por lo tanto fueron diseñados y contruidos para otras necesidades de tránsito. Sobre las construcciones originales se han acumulado refuerzos, muchas veces por el simple procedimiento de agregar sobrecarpetas, sin modificar las características de las capas más profundas de la sección estructural. Mediante estos refuerzos o en ocasiones reconstrucciones superficiales, se han pretendido absorber las sollicitaciones impuestas por cargas mayores, tanto en magnitud como en frecuencia de aplicación. En las últimas tres décadas, hicieron su aparición en nuestra red nacional los grandes semirremolques con dos ejes tandem así como los full trailer con 3 ejes tandem, y más recientemente, los remolques y semirremolques con ejes triples. Aparecieron también los autobuses de gran tamaño y las cargas se hicieron mucho más intensas, pasando en muchos tramos de 1 000 o 2 000 vehículos/día a 20 000 o más vehículos/día.

Por otra parte, la atención prioritaria de otros campos de la economía nacional, definieron un gasto de conservación del orden de la quinta parte del que se considera deseable. Si a lo anterior se suma que, por las mismas razones, la estrategia de desarrollo impuso sobre las carreteras una fuerte presión para su crecimiento, con un criterio de mínima inversión inicial, puede afirmarse que nuestra red nacional, en muchos casos subdiseñada estructuralmente y en otros subdiseñada geoméricamente ha tenido que soportar casi todo el peso de un país en desarrollo acelerado, lo que explica, por lo menos en gran parte, el estado en que se encuentra y los bajos niveles de servicio que actualmente brinda al usuario.

A grandes rasgos puede decirse que, pese a los grandes esfuerzos de las autoridades responsables de la conservación y rehabilitación de la red, se estima que el 25% de la longitud de la red troncal se halla en pésimas o malas condiciones, 55% en condiciones regulares y sólo 20% en condiciones aceptables, Ref 37.

Lo anterior conduce a una situación de permanente rezago en las acciones de conservación y rehabilitación, a una pulverización de los recursos para aplicar soluciones de emergencia y en ocasiones a casos de obsolescencia prematura de los trabajos realizados.

Juega un papel muy importante en esta situación, el hecho de que por la red circula un tránsito semejante al de un país altamente industrializado, con efectos sumamente destructivos aún a profundidades que abarcan a la subrasante y cuerpo de terraplén, como puede verse en la fig 13, en la que aparecen los coeficientes de daño propuestos por el método de diseño de pavimentos flexibles, Publicación 444 del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Puede decirse por lo tanto, que las

acciones de conservación y rehabilitación - deben considerar que existe insuficiencia estructural de los pavimentos, y que de no corrigirse, cualquier acción realizada debe basarse en un diagnóstico preciso. Cabe mencionar que este tipo de falla es muy frecuente en las carreteras nacionales.

Como siguiente tipo de falla observado en la red nacional, se encuentra la producida por fatiga, detectada en carreteras de tránsito pesado, en combinación con suelos resilientes.

Actualmente se hacen esfuerzos muy importantes por establecer procesos sistemáticos de inventario y evaluación de la red, disponer de un presupuesto de emergencia y racionalizar el transporte.

5.2.- Aeropuertos.- La red aeroportaria nacional cuenta actualmente con 55 aeropuertos administrados y conservados por ASA, -- Ref 38, de los cuales el 36% cuenta con pavimentos rígidos total o parcialmente, con edades que fluctúan entre 12 y 26 años. A semejanza de las carreteras, se ha observado un incremento en el peso de las aeronaves y mayor número de operaciones, lo que ha ocasionado fallas estructurales en los aeropuertos más antiguos. La investigación del estado del pavimento cubre etapas de inspección visual, evaluación de resistencia al derrapamiento y finalmente levantamientos topográficos de precisión para proyecto de refuerzo. Debido a las condiciones de seguridad que debe registrar un aeropuerto, se pone énfasis en la conservación rutinaria, incluyendo tratamientos para restituir la resistencia al derrapamiento, perdida por hule y grasa en zonas de toque. Un aspecto importante que conviene destacar, es la importancia que se asigna a los acabados superficiales durante la construcción, con el apoyo de rugómetros tipo RSE, y de resistencia al derrapamiento con Mu-Meter, ejerciendo acciones correctivas antes de poner un aeropuerto en operación. La evaluación de resistencia se realiza aplicando los métodos de LCN y Canadá, utilizando pruebas de placa, Viga Benkelman y Dynaflect. Se observa también en este caso una carencia de fondos disponibles para efectuar rehabilitaciones formales, adoptándose criterios de estrategias de vida útil más corta. Entre las acciones importantes que se realizan se encuentran aquellas destinadas al refuerzo con sobrecarpetas, mejoramiento del subdrenaje y restitución de la textura superficial para efectos de la fricción.

5.3.- Ferrocarriles.- El sistema ferroviario está formado por 20 000 km de vías principales y 5 000 de vías secundarias de operación y patios y había evolucionado escasamente con respecto a la infraestructura construida a fines del siglo pasado y principios de éste.

Hasta hace pocos años, la red adolecía

en varios de sus tramos estratégicos por su alta densidad de tráfico, de especificaciones inadecuadas tanto geométricas como estructurales, además de estar constituida por vía sencilla, Ref 39.

Esta situación empezó a experimentar un cambio favorable en la última década al iniciarse obras de construcción de la vía doble y la rectificación de curvas y pendientes.

Los problemas fundamentales que presentan las vías férreas nacionales estriban en la inestabilidad de las terracerías, debido a suelos expansivos, compresibles o resilientes, que provocan indentación, contaminación y bombeo en el material de balasto. Otros problemas importantes están relacionados con fallas en durmientes y rieles, todo lo cual requiere de muy intensas y frecuentes labores de conservación. La carencia de fondos ocasiona que éstas no sean las requeridas, en extensión y magnitud, además de que no se efectúen las obras de rehabilitación necesarias para mejorar el nivel de operación de los ferrocarriles.

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 6.1.- Los organismos que tienen a su cargo la conservación y rehabilitación de las obras viales, heredan las buenas y las malas acciones cometidas en la planeación, proyecto, construcción, supervisión y control de calidad. Por lo tanto es recomendable elevar los niveles de calidad en cada una de estas etapas y procesos, con el objeto de reducir las necesidades de conservación y rehabilitación.
- 6.2.- El problema de la escasez de recursos financieros para llevar a cabo programas adecuados de conservación y rehabilitación, ha generado una grave situación de rezago y un inadecuado nivel de servicio. Se hace necesario obtener mayores partidas destinadas a subsanar esta situación, lo que debe complementarse con un mejor aprovechamiento de los recursos disponibles.
- 6.3.- Se hace necesario tratar de establecer sistemas de administración de conservación, que contemplen el panorama general del problema, se disponga de los elementos teóricos y tecnológicos del momento, se disponga de un banco de datos que reúna la experiencia nacional y se maneje la información económica necesaria para el análisis racional de estrategias. Dichos sistemas deberán diseñarse a las condiciones del País.
- 6.4.- Es muy importante evitar el divorcio existente entre proyecto y conservación, de tal manera que al realizar el primero, se tenga presente a la segunda. De esta manera la conservación

y rehabilitación estarán planeadas -- desde el origen de la operación y podrán establecerse sus programas de -- ejecución.

6.5.- En las carreteras y ferrocarriles se han detectado demandas extraordinarias de uso, que aceleran su deterioro, provocan congestionamientos y accidentes y reducen su nivel de servicio. Es importante modernizar los tramos en que esto ocurra, llegando a proponer desarrollos alternos y abandonar los existentes cuando la modernización de éstos no pueda efectuarse.

6.6.- Un factor importante en la ocurrencia de fallas en carreteras y ferrocarriles es la insuficiencia estructural. No deben efectuarse acciones de conservación y rehabilitación si no se considera previamente la corrección de este aspecto. De igual manera debe atenderse el fenómeno de fatiga, que se está presentando muy frecuentemente en las carreteras que manejan tránsito pesado. No debe olvidarse que el 50% de la red carretera tiene más de 20 años de edad, y su diseño obedece a otras condiciones de tránsito.

6.7.- Los vehículos modernos que hacen uso de carreteras, aeropistas y vías férreas demandan que éstas se proyecten, construyan y mantengan con altas especificaciones de comodidad, seguridad y resistencia, lo que a su vez requiere la aplicación de modernos conceptos teóricos y tecnológicos. En lo que se refiere a la conservación y rehabilitación se requiere disponer de equipos, tecnología y materiales que puedan satisfacer las necesidades -- planteadas. Las condiciones actuales de tránsito requieren estructuras más rígidas, materiales más resistentes y durables y llegado el caso, mínimos requisitos de conservación.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a la Srita. Alma C. Sánchez C. su excelente trabajo mecanográfico.

REFERENCIAS

- 1.- The Asphalt Institute. "Asphalt in Pavement Maintenance".- Manual Series N° 16 (MS-16)
- 2.- Haas R., Hudson W.R. "Pavement Management Systems" Mc Graw-Hill Book Company.- 1978.
- 3.- Hudson, W.R., B.F. Mc Cullough, F.H. Scrivener, and J.L. Brown.- "A System Approach Applied to Pavement Design and Research".- Research Report 123-1. Texas-Highway Department Cooperative Research Program, March. 1970.

- 4.- Kher, R., W.A. Phang.- "Economic Analysis Elements". Ministry of Transportation and Communications.- Ontario, Canada.- 1975.
- 5.- The Asphalt Institute. "Soils Manual for Design of Asphalt Pavement Structures". Manual Series N° 10 (MS 10).
- 6.- Shook, J.F., and B.F. Kallas: "Determining Material Properties", Paper presented at Institute of Flexible Pavement Design and Performance, Pennsylvania State University, University Park, Pa., November 12-16, 1973.
- 7.- Deacon, S.S.: "Materials Characterization on Experimental Behavior", Proc., Workshop on Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems, Highway Research Board, Special Report --- 126, 1971.
- 8.- Kennedy, Thomas W., and W. Ronald Hudson.: "Application of the Indirect Tensile Test to Stabilized Materials", Highway Research Board, Research Record N° 235, 1968.
- 9.- Vander Poel, C.: "A General System -- Describing the Viscoelastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data", Journal of Applied Chemistry, Vol. 4, 1954.
- 10.- Haas, R.C.G.: "A Method for Designing Asphalt Pavements to Minimize Low - Temperature Shrinkage Cracking", Asphalt Institute, Res. Rept. 73-1, January 1973.
- 11.- Moavenzadeh, F., J.E. Soussou, and H. K. Findakly: "Synthesis for Rational Design of Flexible Pavements", Part I, Final Report for FHWA Contract 7776, January, 1974.
- 12.- Canadian Good Roads Association: "Manual on Pavement Investigations", CGRA Tech. Publ. N° 11, 1959.
- 13.- Transportation Research Board, Committee A2 K01: "State-of-the-Art Report on Non-Destructive Structural Evaluation of Pavements", Draft Rept., January 1975.
- 14.- Retour, P., "Los Estudios de Auscultación de las Calzadas Pavimentadas para la Programación de las Obras de Conservación y Rehabilitación de la Red Vial Francesa". IV Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos. Armenia, Colombia, 1981.
- 15.- Swift, Gilbert., "Dynalect, Theory and Practice", Remco Highway Products, Fort Worth, Texas, 1975.
- 16.- Joseph, A.H., and J.W. Hall: "Non-Destructive Vibratory Pavement Evaluation Techniques", Proc., Third Int. Conf. on

- Structural Design of Asphalt Pavements, Univ. of Michigan, 1972.
- 7.- Matthews, James., Pavement Management of a Highway Network, California Department of Transportation, 1980.
 - 18.- Federal Aviation Administration, "Use of Nondestructive Testing Devices in the Evaluation of Airport Pavements", Advisory Circular, 1976.
 - 19.- Carey, W.N. and P.E. Irick: "The Pavement Serviceability-Performance Concept", HRB Bulletin 250, 1960.
 - 20.- HRR, "The AASHTO Road Test: Report 5 - Pavement Research", HRB Special Report 61-E, 1962.
 - 21.- Hveem, F.N., "Devices for Recording and Evaluating Pavement Roughness", HRB Bull. 264, 1960.
 - 22.- Chong, G.J.: "Measurement of Road Rideability in Ontario", Dept. of Transportation and Communications of Ontario, Rept. IR 29, 1969.
 - 23.- Brokaw, M.P.: "A 5 Year Report on Evaluation of Pavement Serviceability with Several Road Meters", HRB Special Report 116, 1970.
 - 24.- Rainhart Co.: "Mays Ride Meter Bulletin", Austin, Tex., 1972.
 - 25.- Spangler, E.B., and W.J. Kelley: "GMR Road Profilometer: A Method for Measuring Road Profile," General Motors Corp. Warren, Mich. 1964.
 - 26.- Walker, Roger S., W. Ronald Hudson, and Freddy L. Roberts: "Development of a System for High-Speed Measurement of Pavement Roughness, Final Report, Research Report 73-SF, Center for Highway Research, Univ. of Texas at Austin, 1971.
 - 27.- Horne, Walter B., and Howard C. Sparks: "New Method for Rating, Predicting and Alleviating the Slipperiness of Airport Runways", National Air Transportation Meeting, New York, 1970.
 - 28.- Organización de Aviación Civil Internacional.: "Manual de Proyecto de Aeródromos, Parte 3, Pavimentos", Doc 9157-AN/901, 1983.
 - 29.- Federal Aviation Administration.: "Airport Pavement Bulletin", FAA-74-1, 1974.
 - 30.- Pronk, A.C., R. Buijter.: "Aspects of the Interpretation of Falling Weight Deflection Measurements", Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Michigan, 1982.
 - 31.- Yang, Nai C.: "Nondestructive Evaluation of Airport Pavement", Report FAA-RD-78-154-I, prepared for U.S. Department of Transportation, Washington, D. C. 1979.
 - 32.- Oliveros, F.R., A. López Pita, M. Me-gía Puente. "Tratado de Ferrocarriles I", Editorial Rueda, Madrid, España, 1977.
 - 33.- Structure Design Office, Japanese National Railways.: "The Structures of New Railway Line in Japan", Tokio, Japon, 1979.
 - 34.- Hay, W.W.: "Railroad Engineering". John Wiley and Sons. New York, 1953.
 - 35.- Highway Research Board.: "Pavement Rehabilitation, Materials and Techniques". Synthesis of Highway Practice 9 1972.
 - 36.- Orozco y Orozco, J.M.: "Hacia una Metodología Sistemática para detectar las necesidades de conservación". Memoria de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.
 - 37.- López Mendoza, Sergio.: "Infraestructura Carretera". Memorias de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.
 - 38.- Rodarte Lazo, F.F.: "La Conservación de Areas Operacionales de los Aeropuertos", Memorias de la VII Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Querétaro, Qro. 1986.
 - 39.- Gutiérrez V, Antonio.: "Comentarios sobre la Infraestructura Ferroviaria". Memorias de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.

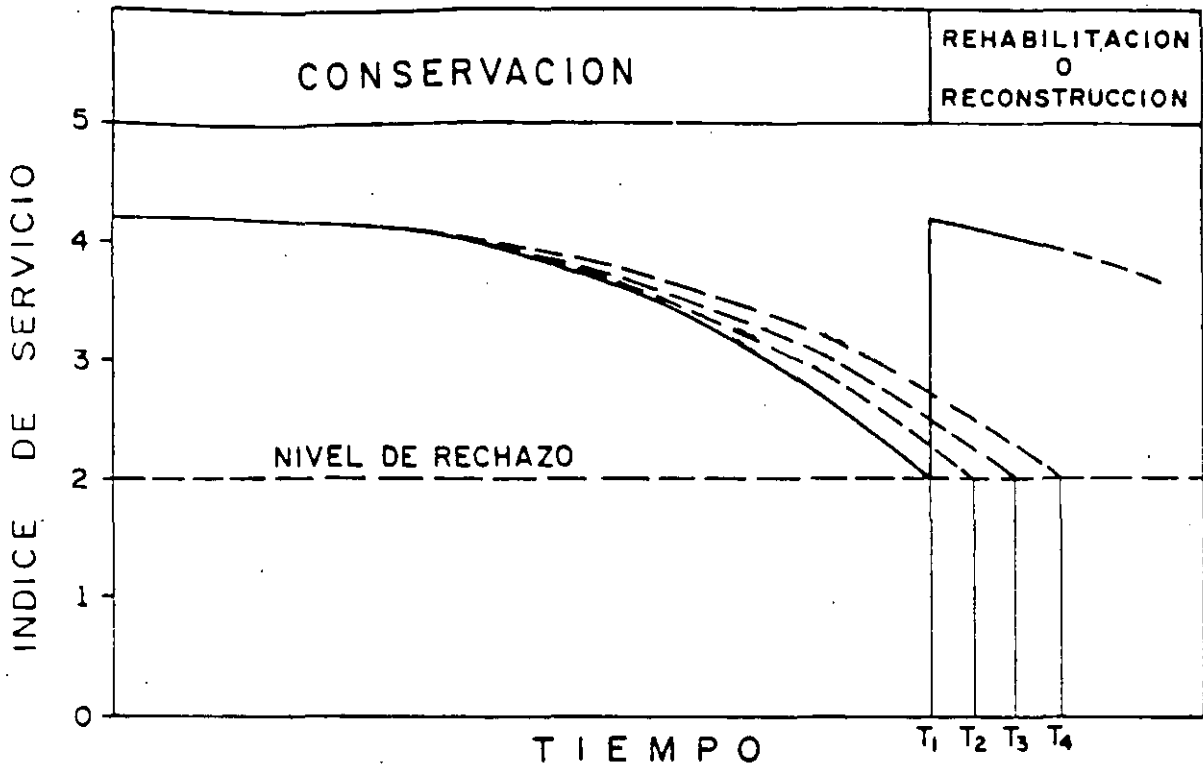


Fig. 1. Variación del índice de servicio con el tiempo e influencia de la conservación en la vida útil del pavimento.

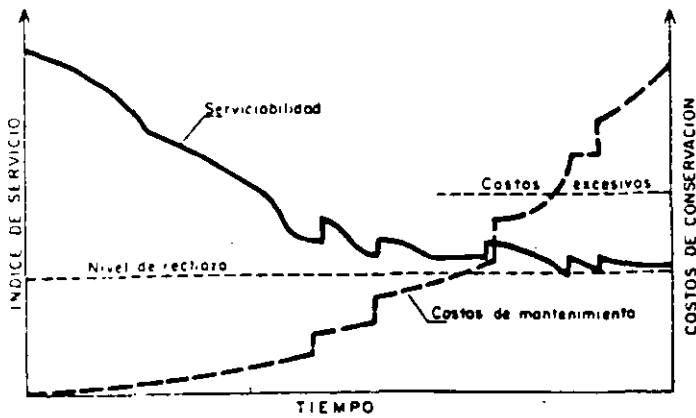


Fig. 2. Variación del índice de servicio y costos de conservación con el tiempo, con una política inadecuada de conservación. Haas y Hudson.

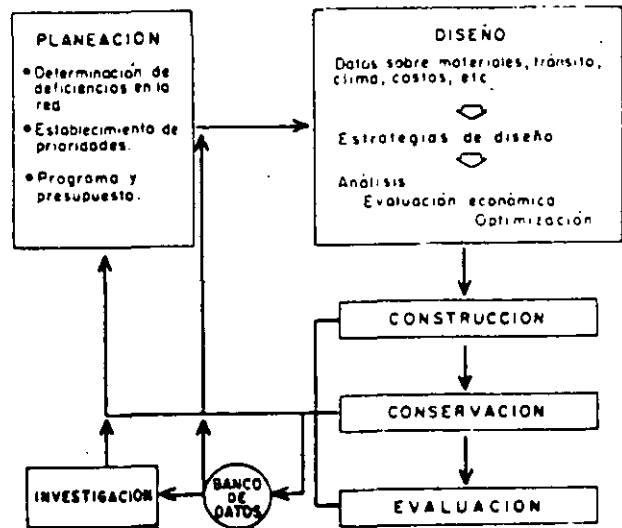


Fig. 3.- Actividades principales de un sistema de administración de pavimentos. Haas y Hudson.

MATRIZ DE DECISIONES

Fig 5

CARACTERISTICAS DEL PAVIMENTO			DECISION (2)		
			T	D	P A
INDICE DE SERVICIO	CONDICION (1)	DEFLEXION x 10 ⁻³ pulg. (mm)	> 5000	1500 o 5000	< 1500
≤ 2.5	INACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	A
		< 40 (1.0)	A	A	A
	ACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	B
		< 40 (1.0)	B	B	B
> 2.5	INACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	B
		< 40 (1.0)	A	A	B
	ACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	B	B
		< 40 (1.0)	B	B	B

NOTAS:

(1) La condición inaceptable se define cuando ocurre cualquiera de los siguientes casos:

- Grietas de piel de cocodrilo en las rodadas, cubriendo más del 10% y baches cubriendo más del 10%.
- Grietas de piel de cocodrilo en las rodadas, cubriendo más del 30%.
- Roderas con profundidad 25 mm cubriendo el 20%.

En caso de que no ocurran los casos anteriores, se considera que la condición del tramo es aceptable.

(2) La decisión A significa que el tramo debe someterse a un estudio de tallado en la siguiente fase, el cual permitirá proyectar su respectiva rehabilitación. La decisión B debe interpretarse que el tramo por el momento, quedará sometido a labores de mantenimiento rutinario.

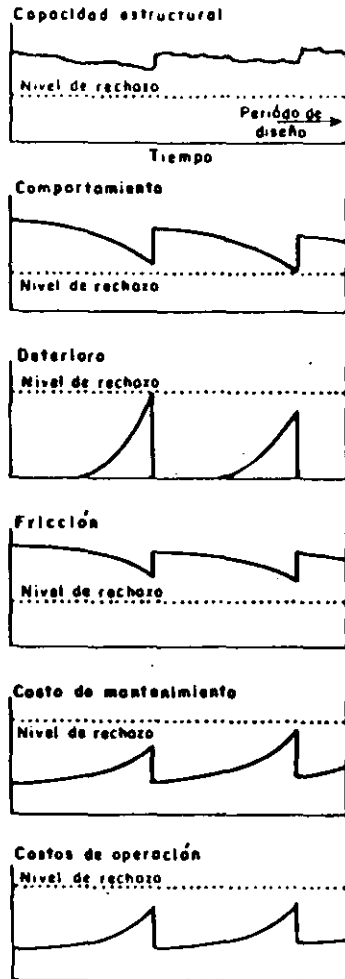


Fig 4.- Principales parámetros indicadores del estado de un pavimento. Haas y Hudson.

Fig 6.- Acciones recomendables en función del tránsito y estados del pavimento.

CARRETERA _____ TRAMO _____
 SUBTRAMO _____ ANCHO CORONA _____ ANCHO CARPETA _____
 TIPO DE PAVIMENTO _____ FECHA _____

DEFECTOS	CALIFICACION	
Grietas Transversales _____	0-5	___
Grietas Longitudinales _____	0-5	___
Piel de cocodrilo _____	0-10	___
Grietas de contracción _____	0-5	___
Roderos _____	0-10	___
Corrugaciones _____	0-5	___
Desgranamiento _____	0-5	___
Deformaciones plásticas _____	0-10	___
Baches _____	0-10	___
Exceso de asfalto _____	0-10	___
Agregados pulidos _____	0-5	___
Deficiencias de drenaje _____	0-10	___
Calidad de Rodamiento (0 es excelente y 10 es muy malo) _____	0-10	___
Suma de Defectos _____		___

Calificación de Condición = 100 - Suma de Defectos
 = 100 - _____

Calificación de Condición del Pavimento = _____

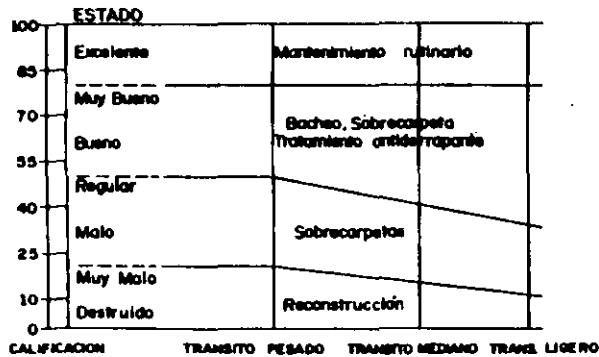


Fig 7.- Diagrama de análisis para proyectos de conservación y rehabilitación.

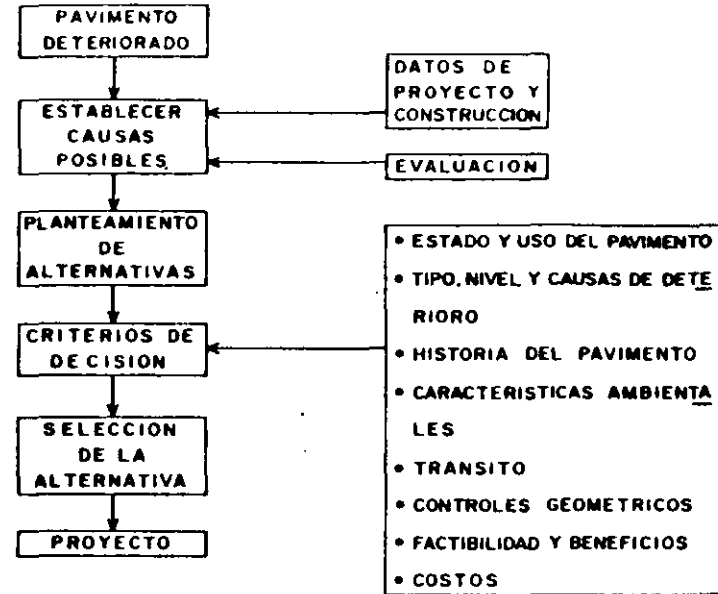
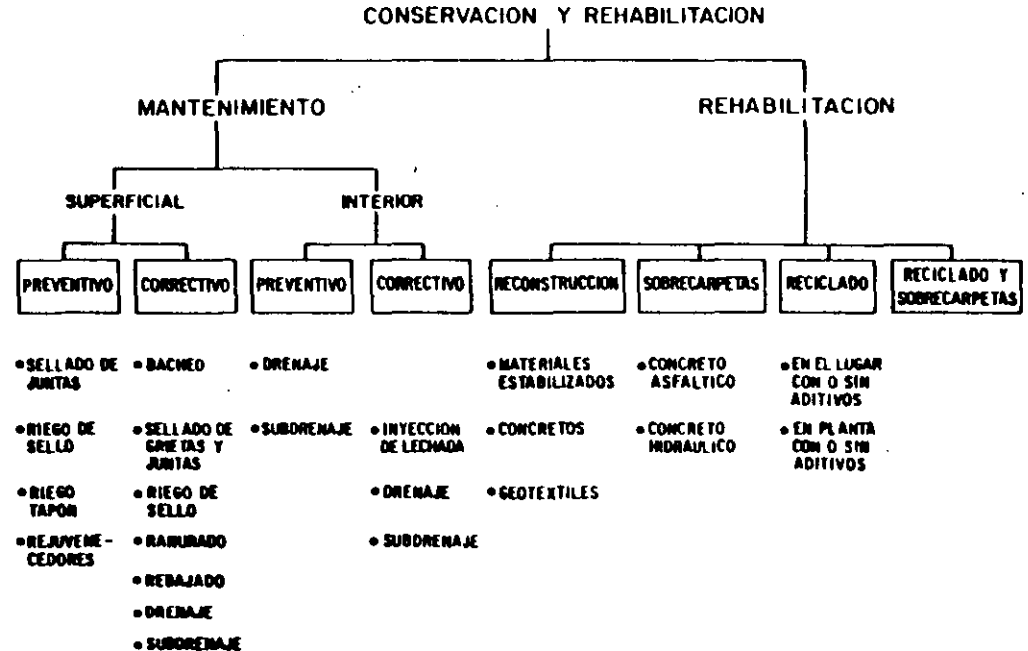


Fig 8.- Acciones de la conservación y rehabilitación. Monismith

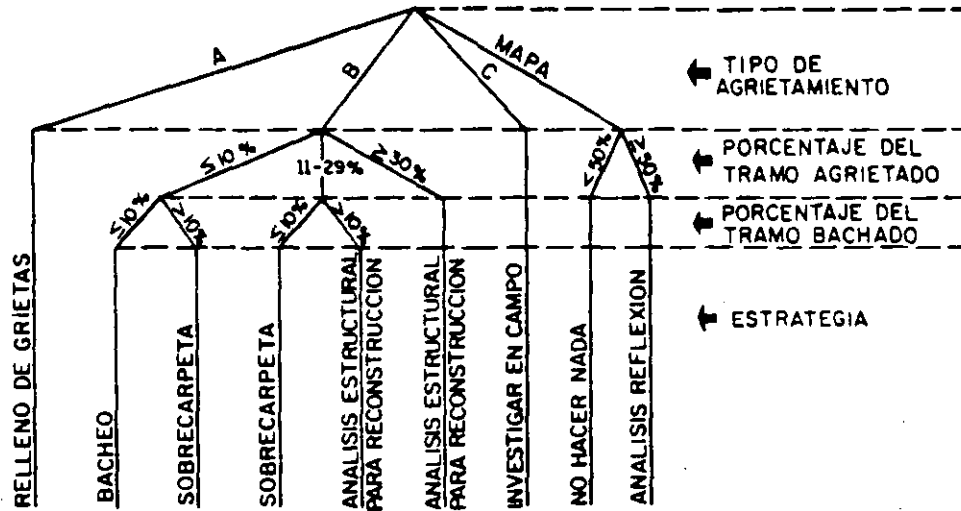


139

22

Fig 11.- Ejemplo de selección del procedimiento para corrección de deterioros. California

AGRIETAMIENTO EN FORMA DE MAPA O PIEL DE COCODRILO



- CLAVE:**
- A GRIETAS LONGITUDINALES EN RODADAS
 - B PIEL DE COCODRILO EN RODADAS
 - C AGRIETAMIENTO ESPECIAL O POCO COMUN
 - MAPA AGRIETAMIENTO CUBRIENDO EL ANCHO DEL CARRIL

Fig 12.- Principales ventajas y desventajas de la técnica de reciclados.

RECICLADO

VENTAJAS

- UTILIZACION DE LOS MATERIALES EXISTENTES
- PRODUCE UNA LIGERA O IMPORTANTE MEJORIA ESTRUCTURAL
- SOLUCIONA TODO TIPO DE DETERIORO
- REDUCE O ELIMINA EL AGRIETAMIENTO POR REFLEXION
- MEJORA LA CALIDAD DE RODAMIENTO Y LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- RESUELVE PROBLEMAS DE CONTROLES GEOMETRICOS
- PUEDE ESTABLECERSE UN BUEN CONTROL DE CALIDAD

DESVENTAJAS

- INTERFERENCIAS CON EL TRANSITO
- COSTO
- PROBLEMAS DE CONTAMINACION Y DAÑOS A LA VEGETACION
- NO RESUELVE PROBLEMAS OCASIONADOS POR TERRACERIAS DEBILES

Fig 13.- Coeficiente de daño a 0 y 60 cm de profundidad para diferentes tipos de vehiculos que circulan por la Red Carretera Nacional. Corro.

VEHICULO	COEFICIENTE DE DAÑO		TIPO
	Z=0	Z=60	
A2	0.004	0.000	 W = 23.5 ton
A'2	0.536	0.015	
B2	2.000	0.899	
B3	1.999	0.756	
B4	2.666	0.753	
C2	2.000	0.899	
C3	1.999	0.756	
C4	4.000	2.937	
T2-S1	3.000	3.331	 W = 46.0 ton
T2-S2	4.000	2.790	
T3-S2	5.000	2.249	
T3-S3	6.000	5.758	
C2-R2	4.000	8.579	 W = 43.5 ton
C3-R2	5.000	8.580	
C3-R3	6.000	8.581	
T2-S1-R2	5.000	11.399	 W = 77.5 ton
T2-S2-R2	6.000	11.400	
T3-S1-R2	6.000	11.400	
T3-S2-R2	7.000	11.401	
T3-S2-R3	8.000	11.401	
T3-S2-R4	9.000	11.403	

TABLA 1.- Areas de aplicación y usos de medidores de rugosidad

Tipo de vialidad	Propósito de la medición		
	Inicial	Periódica	Terminal
1.- Autopista o carreteras principales	BRR, SDP, CRM RSE, RRL, CHLOE	CRM, SDP, RRL CHLOE	CRM, SDP CHLOE, RRL
2.- Carreteras secundarias	BPR, CRM, RSE SDP, RRL, CHLOE	CRM, SDP, RRL CHLOE	CRM, SDP CHLOE, RRL
3.- Carreteras vecinales	CRM, BPR, RSE SDP	CRM	CRM
4.- Aeropistas	SDP, RRL, CRM	CRM, SDP, RRL	SDP, RRL
U s o s			
A.- Monitoreo durante la construcción	X		
B.- Programas de conservación		X	X
C.- Inventario		X	X
D.- Investigación	X	X	X

TABLA 2.- Tolerancias para montaje de vía nueva

Parámetro Vía	Ancho	Variación del ancho	Nivelación transversal	Nivelación longitudinal	Alineación en recta	Alineación en curva	Alabeo en recta y curva circular	Peralte
J.N.R. Japón			2 mm	2 mm		2 mm	1.5 mm en 2.5 m	
Tokaido Japón	± 2mm			+ 4 mm en 10 m	+ 3 mm en 10 m	+ 3 mm en 10 m	2 mm en 2.5 m	
Shin-Kansen Japón	± 2mm		3 mm	4 mm en 10 m	4 mm en 10 m		3 mm en 2.5 m	
S.N.C.F. Francia			± 3 mm			± 1 mm en 10 m	1°/o en 3 m	
F.S. Italia	+ 2 mm - 1 mm		4 mm	4 mm en 10 m	2 mm en 10 m	3 mm en 10 m	± 1°/o en 3 m	
D.B. Alemania Occidental			± 2 mm	2 mm en 5 m		2 mm en 16 m		
Dresina RENFE España	+ 3 mm - 2 mm			+ 3 mm en 6.5 m	+ 3 mm en 10 m	+ 5 mm en 10 m con R ≤ 10 m	± 3 mm en 3 m	± 3 mm

TABLA 3.- Tolerancias para conservación de vfa

Parámetro Vfa	Ancho	Variación del ancho	Nivelación transversal	Nivelación longitudinal	Alineación en recta	Alineación en curva	Alabeo en recta y curva circular	Peralte
J.N.R. Japón	+ 5 mm - 3 mm		5 mm	5 mm	+ 3 mm en - 10 m	+ 4 mm en 10 m	+ 5 mm en - 2.5 m	
Tokaido Japón	+ 5 mm - 3 mm			7 mm en 10 m	3 mm en 10 m	4 mm en 10 m	3 mm en 2.5 m	
Shin-Kansen Japón	+ 6 mm - 4 mm		5 mm	7 mm en 10 m	4 mm en 10 m		5 mm en 2.5 m	
S.N.C.F. Francia	- 3 mm	1 mm por traviesa < 5 mm en 50 m	+ 5 mm			+ 4 mm en 10 mm	2°/oo en 3 m	
D.B. Alemania Occidental	+ 3 mm en recta - 2 mm en curva		+ 5 mm		+ 2 mm en 16 m	+ 3 mm en 16 m		
Dresna DENE Alemania	+ 4 mm - 3 mm	2 mm por traviesa < 4 mm en 50 m		+ 4 mm	+ 4 mm en - 10 m	+ 6 mm en 10 m con R < 500 m	+ 4 mm en 3 m	+ 5 mm

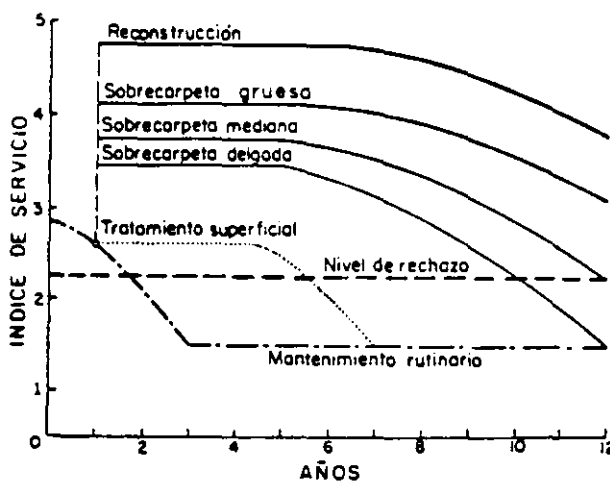


Fig 9.- Curvas típicas de comportamiento para diferentes alternativas de conservación y rehabilitación.

TABLA 4.- Tolerancias para vía RENFE montada sobre durmientes de concreto tipo monobloc con sujeción elástica. (1)

Parámetro	Tolerancias	
	Montaje	Conservación
Ancho	+ 2 mm	+ 5 mm - 3 mm
Variación del ancho	3 mm en 3 m	2 mm en 1 m 6 mm en 50 m
Nivelación transversal	+ 2.5 mm	+ 5 mm
Nivelación longitudinal	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m + 2 mm en 6.5 m	+ 10 mm en 20 m + 6 mm en 10 m + 3.5 mm en 6.5 m
Alineación en recta o curva R > 1000 m	+ 5 mm en 20 m + 3 mm en 10 m	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m
Alineación en curva de transición o con R ≤ 1000 m	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m	+ 8 mm en 20 m + 5 mm en 10 m
Alabeo en recta y curva circular	2 mm en 3 m	4.5 mm en 3 m
Alabeo en transiciones	4 mm en 3 m	6 mm en 3 m
Peralte	+ 3 mm	+ 5 mm
Soldadura en la superficie de rodadura	+ 0.2 mm - 0.4 mm	

(1) Especificaciones del organismo ferroviario español

Fig 10.- Evaluación económica y de comportamiento para diferentes estrategias.

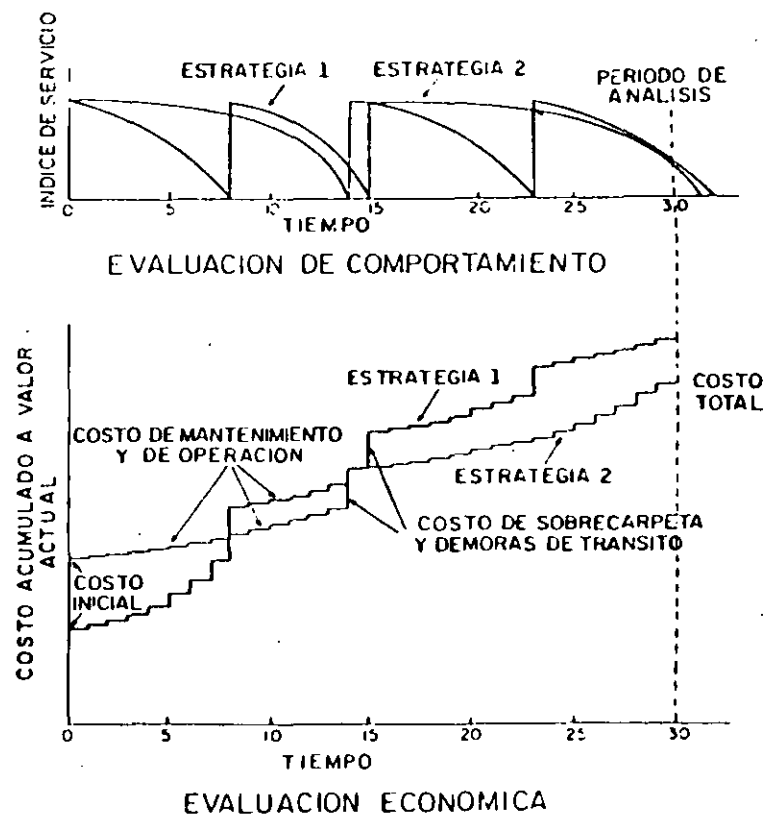


TABLA 5.- Deterioros típicos observados en los pavimentos flexibles y causas que los producen

<u>DETERIORO</u>	<u>CAUSA GENERAL</u>	<u>CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE</u>
AGRIETAMIENTO O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION (PUEDEN INCREMENTARSE POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO (CARGAS EXCESIVAS)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSI VAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DESINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES.MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	

PROBLEMAS DE LAS CARRETERAS NACIONALES

1. PAVIMENTOS ANTIGUOS, QUE HAN LLEGADO AL FIN DE SU VIDA UTIL.
- 2.- DISEÑOS INADECUADOS, EN CUANTO A ESPESORES Y CALIDAD DE MATERIALES.
- 3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE CONTROL DE CALIDAD INADECUADOS.
- 4.- INCREMENTO SUSTANCIAL DEL TRANSITO, EN VOLUMEN Y MAGNITUD DE CARGAS
- 5.- CONSERVACION INADECUADA.
- 6.- NECESIDAD DE UN MEJOR APROVECHAMIENTO DE RECURSOS.

NECESIDADES

- 1.- MANTENIMIENTO
- 2.- REHABILITACION Y RECONSTRUCCION
- 3.- MODERNIZACION
- 4.- EXPANSION DE LA RED.

EVALUACION

MEDICION PERIODICA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PAVIMENTO:

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- RUGOSIDAD
- DETERIOROS
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

CAPTA Y TRANSMITE INFORMACION ACERCA DE LA FORMA EN QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SUS FUNCIONES.

PERMITE: COMPROBAR LAS PREDICCIONES DEL PROYECTO-PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE REHABILITACION-MEJORAR LOS MODE--LOS DE DISEÑO-MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y DE MANTENIMIENTO, PRONOSTICAR LA VIDA UTIL DEL PAVIMENTO.

PROCEDIMIENTO

- 1.- EFECTUAR UNA EVALUACION DEL PAVIMENTO, INVESTIGANDO SU ESTADO, TIPOS DE FALLAS Y CAUSAS PROBABLES.
- 2.- DEFINIR SI LAS FALLAS SON ESTRUCTURALES, FUNCIONALES O DE -- FATIGA.
- 3.- DEFINIR ESPESORES PARA CADA CASO. PROPONER ALTERNATIVAS.
- 4.- HACER UN ANALISIS DE PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO.
- 5.- HACER ANALISIS ECONOMICO
- 6.- ELEGIR LA MEJOR ALTERNATIVA.

EVALUACION

EVALUACION

METODO

PROCEDIMIENTO

CAPACIDAD
ESTRUCTURAL

CALAS Y
POZOS

INVESTIGACION DIRECTA POR
METODOS DESTRUCTIVOS

RESPUESTA
INMEDIATA
AL EFECTO
DE CARGAS

MEDIDAS DE
DEFLEXION

VIGA BENKELMAN
DEFLECTOGRAFO LACROIX
DINAFLECT
ROAD RATER
WEIS
DEFLECTOMETRO DE IMPACTO

COMPORTAMIENTO

HISTORIA DE
SERVICIABILIDAD

GRUPO CALIFICADOR
PERFILOMETRO CHLOE
PERFILOMETRO RRL
RUGOMETRO BPR
ROAD METER PCA, MAYS

DETERIORO
SUPERFICIAL

LEVANTAMIENTO
DE DAÑOS

INSPECCION—VISUAL
GERPHO

SEGURIDAD

RESISTENCIA AL
DERRAPAMIENTO

PENDULO
MEDIDOR ASTM E 274
SCRIM
MUMETER

COSTOS

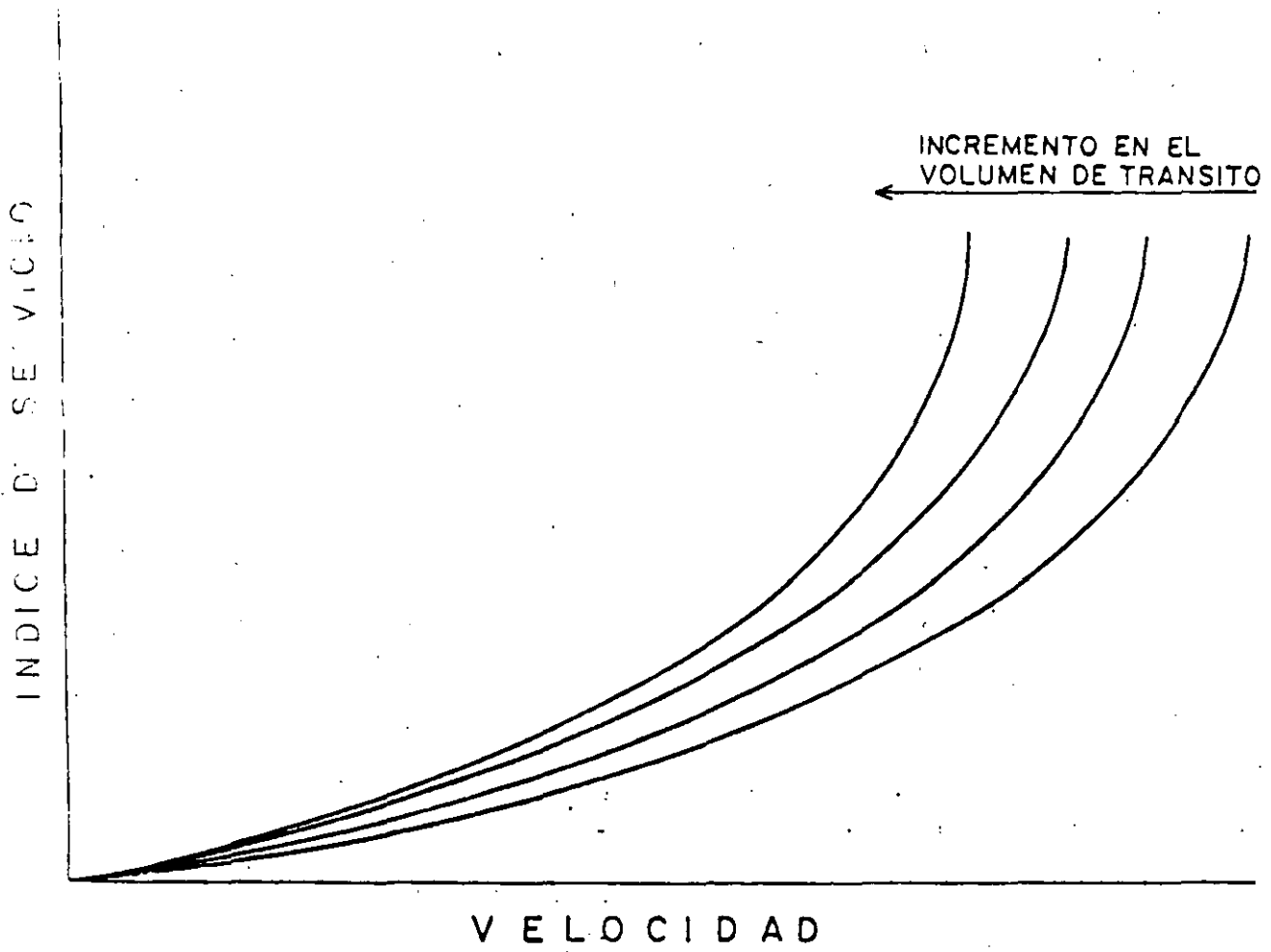
REGISTRO DE COSTOS
DE MANTENIMIENTO
Y OPERACION

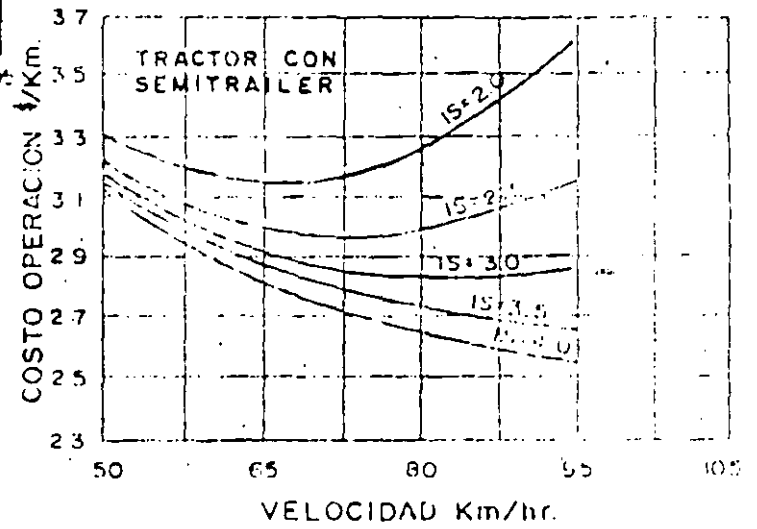
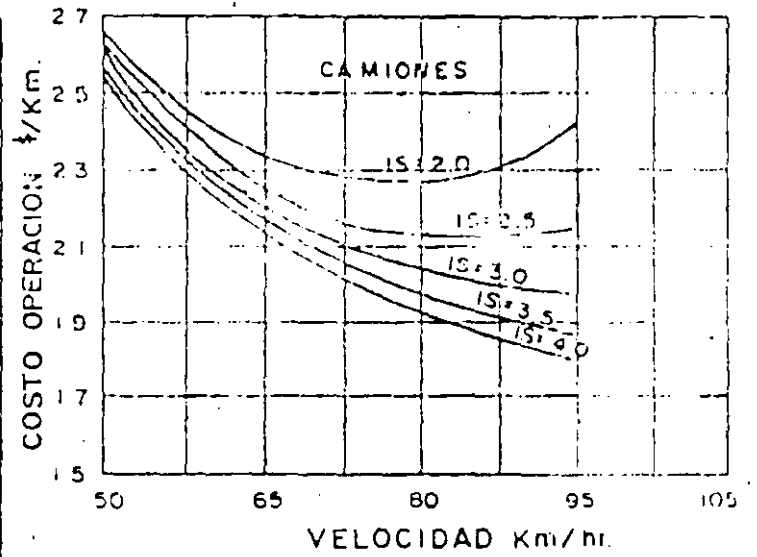
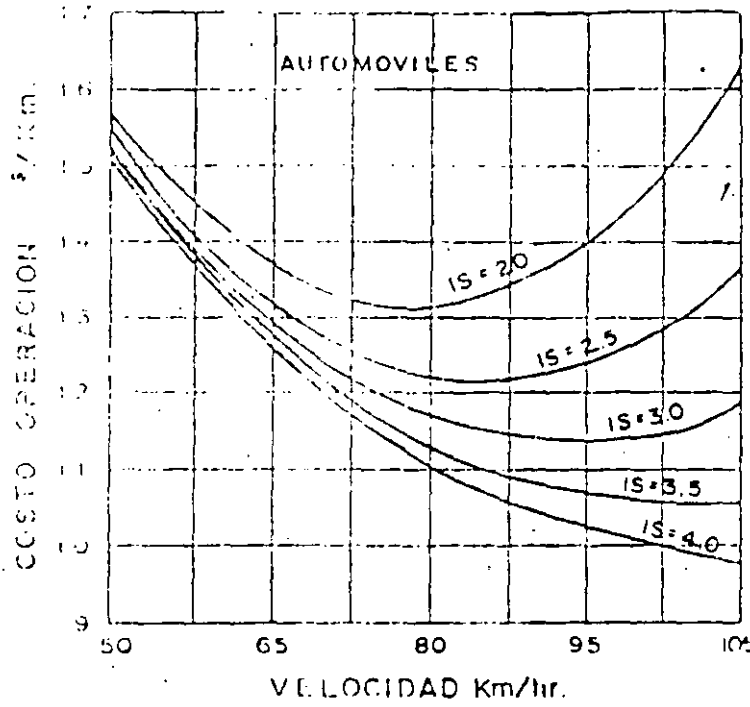
INFORMACION PROVENIENTE
DEL ORGANISMO RESPONSABLE

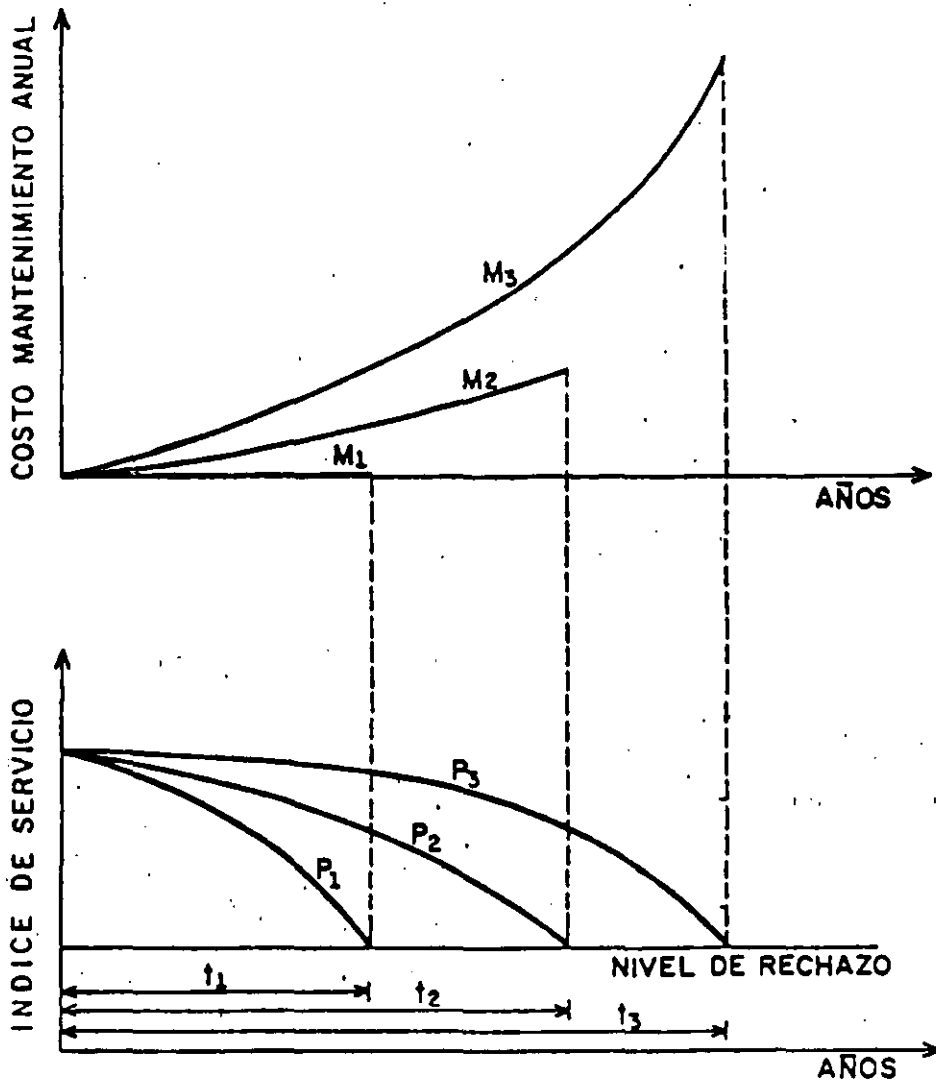
APARIENCIA

OPINION

INSPECCION VISUAL







COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO COMO
 FUNCION DEL NIVEL DE MANTENIMIENTO

8

SOLUCIONES

- INVESTIGACION DE NUEVAS TECNICAS DE PROYECTO, CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.
- CONOCIMIENTO DE COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y USO DE NUEVOS PRODUCTOS.
- MEJORAR LAS HERRAMIENTAS MATEMATICAS, Y TECNICAS DE INVESTIGACION DE COMPORTAMIENTO.

CARACTERISTICAS DE EQUIPO DE EVALUACION

- COSTO
- OPERACION
- CONSERVACION
- VALOR DE RESCATE
- PRECISION
- RAPIDEZ DE OPERACION
- ESTANDARIZACION Y CALIBRACION
- TIPO DE REGISTRO DE DATOS

TABLA. I - 1

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO RIGIDO

Aeropuerto: _____

Elemento: _____

Observador: _____

Fecha: _____

0:Ninguna 1:Menor 2:Moderada 3:Mayor 4:Severa	TIPO GRIETA	Longitudinal.																			
		Transversal:																			
		Escamosa o Costrosa.																			
		En Esquina.																			
		En Orilla																			
		Asillamiento o Desconchamiento.																			
		Desintegración del Concreto.																			
		Hundimientos Diferenciales																			
		Bamboo																			
				Losas que se balan																	
10 } 9 } 8 } 7 } 6 } 5 } 4 } 3 } 2 } 1 } 0 }	Muy Bien A	Perdida del sello de la junta.																			
		Grietas sin Sellar.																			
B B	Bien	Cortes en el Pavimento																			
		Parches																			
C C	Regular	Reconstrucción Localizada.																			
		Rugosidad Superficial																			
D D	Pobre	Drenaje Superficial.																			
		Sub drenaje.																			
E E	Muy Pobre	Condiciones Generales																			
		Efectos de las turbinas en el Sello de las Juntas.																			
		Defectos en la Superficie																			
		Acumulación de Caucho.																			
		Trabajos Requeridos																			

Observaciones Drenaje: _____

Observaciones: _____

14

OBSERVACIONES AL DRENAJE Y SUBDRENAJE:

OBSERVACIONES GENERALES:



FIGURA Nº 6
EVALUACION DE PAVIMENTOS
FECHA:

5	EXCELENTE MUY BUENO	DERRUMBES	
4	BUENO	TRANSITABILIDAD	
3	REGULAR	ACOTAMIENTOS	
2	MALO	DRENAJE SUPERFICIAL	
1	MUY MALO	CALIFICACION GENERAL	
0	INTRANSITABLE		

ESCALA DE DAÑOS OBSERVADOS 0: NINGUNO 1: MENOR 2: MODERADO 3: MAYOR 4: SEVERO	TIPO DE GRIETAS	LONGITUDINALES	
		TRANSVERSALES	
		GALLINERO (7.5 cm)	
		COCODRILO (15.0 cm)	
		MAPA (30.0 cm)	
	REFLEJADAS		
	ABERTURA	FISURAS	
		MENORES (3 mm)	
		MAYORES (6 mm)	
	DESGRANAMIENTO		
CALAVÉREO			
GEOMETRIA	CANALIZACIONES		
	TRANSVERSALES		
	LONGITUDINALES		
REPARACIONES REALIZADAS VISIBLES	BACHEO SUPERFICIAL		
	BACHEO PROFUNDO		
	RECONSTRUCCION LOCALIZADA		

CONDICIONES CLIMATICAS:

CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS:

OBSERVADOR:

CADENAMIENTOS DE

CARRERA: TRAMO: SUBTRAMO: ORIGEN:

ESTUDIO

FIGURA Nº 6

EVALUACION DE PAVIMENTOS

FECHA:

CARRERA: TRAMO: SUBTRAMO: ORIGEN:

MÉTODOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

TIPOS	APLICACION
- RESTAURACION DE JUNTAS - CALAFATEO DE GRIETAS	MEJORAR LA FUNCION DE LAS JUNTAS E IMPERMEABILIZAR
- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO.
- RECONSTRUCCION DE LOSAS, INTEGRAL O PARCIAL	RESTITUIR ESTRUCTURA
- SOBRECARPETAS ASFALTICAS O REFUEZO DE CONCRETO HIDRAULICO	MEJORAR TEXTURA Y DERRAPAMIENTO, REFUEZO ESTRUCTURAL
- MODERNIZACIONES Y RECONSTRUCCION	ADECUAR PARA TRANSITO MAS PESADO Y MAS IMPORTANTE, MEJORAR ALINEAMIENTO Y DRENAJE.

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

TIPO	APLICACION	
TRATAMIENTOS SUPERFICIALES		
RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAMAMIENTO.	
CALAFATEO	RELLENO DE GRIETAS	
SLURRY SEAL RIEGOS DE SELLO	CORREGIR TEXTURA Y DERRAMAMIENTO, IMPERMEABILIZAR, MEJORAR APARIENCIA.	
- BACHEO	SUPERFICIAL	CORREGIR FALLAS DE CARPETA.
	PROFUNDO	CORREGIR AREAS DEBILES
- RENIVELACIONES		CORREGIR DEFORMACIONES
- RECICLADO		CORREGIR FALLAS DE CARPETA, REJUVENECERLA Y FORZARLA.
- SOBRECARPETA		REFUERZO, ESTRUCTURAL Y CONTRA FATIGA.
- MODERNIZACIONES		ADECUAR PARA TRANSITO -- MAS IMPORTANTE, AMPLIACIONES Y RECTIFICACIONES MEJORAR DRENAJE.
- RECONSTRUCCION		ADAPTACION PARA UN TRANSITO MAS PESADO. 17

CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO
- CALIDAD DE RODAMIENTO
- SEGURIDAD
- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- CONDICIONES SUPERFICIALES
- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.

CRITERIOS

- 1.- MANTENIMIENTO NORMAL, PREVENTIVO Y CORRECTIVO.
- 2.- REFUERZO ESTRUCTURAL Y POR FATIGA.
- 3.- RECONSTRUCCION DE TERRACERIAS.
- 4.- ANPLIACIONES LATERALES.
- 5.- CONSTRUCCION DE UN NUEVO CUERPO, PARALELO AL ACTUAL O INDEPENDIENTE.
- 6.- NUEVOS CUERPOS LATERALES AL ACTUAL, EL CUAL SE DESTINA A CAMELLON.
- 7.- NUEVO TRAZO EN MODIFICACIONES.

BASES PARA ADOPCION DE CRITERIO

1.- DATOS DE PLANEACION

2.- DATOS DE PROYECTO GEOMETRICO

3.- DATOS DE TRANSITO Y COSTOS

4.- DATOS DE EVALUACION DE PAVIMENTO

REHABILITACION

- FINALIDAD:

- 1.- CORREGIR LOS DETERIOROS EXISTENTES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.
- 2.- PREVENIR DETERIOROS FUTUROS EN EL PAVIMENTO.
- 3.- ADAPTACION A NECESIDADES DEL TRANSITO FUTURO.

- PROCEDIMIENTOS MAS GENERALES

- 1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
- 2.- SOBRECARPETAS (ASPALTICAS, CONCRETO HIDRAULICO, BASE HIDRAULICA Y CARPETA)
- 3.- AMPLIACIONES
- 4.- OBRAS DE DRENAJE.

- FUNCION

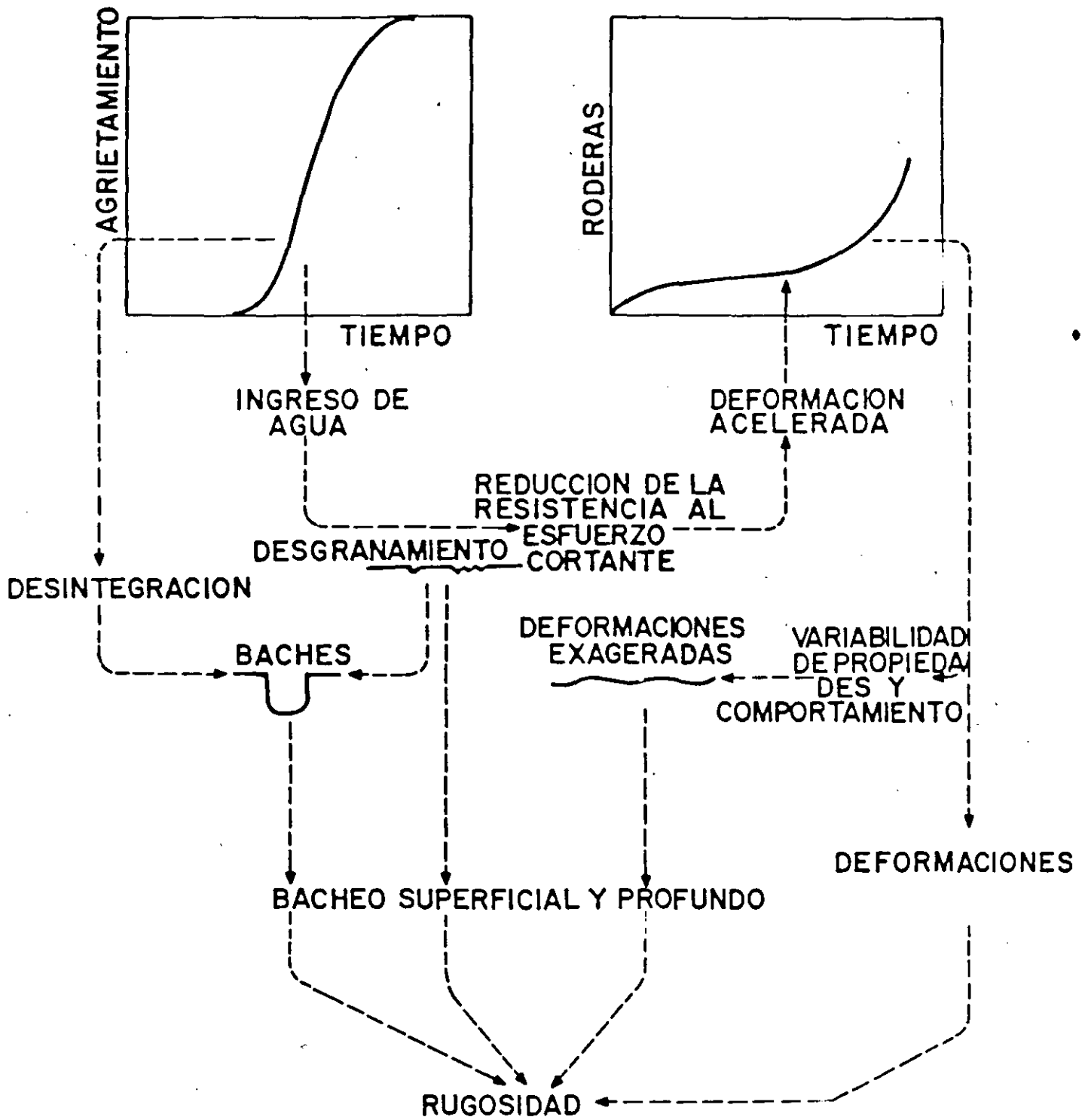
- 1.- PROPORCIONAR UNA ADECUADA CALIDAD DE RODAMIENTO.
- 2.- PROPORCIONAR LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO NECESARIA.
- 3.- PROPORCIONAR LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL ADECUADA PARA SOPORTAR EL TRANSITO FUTURO.
- 4.- MEJORAR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CAMINO.

- CARACTERISTICAS

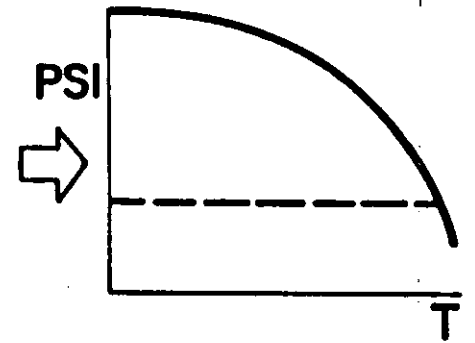
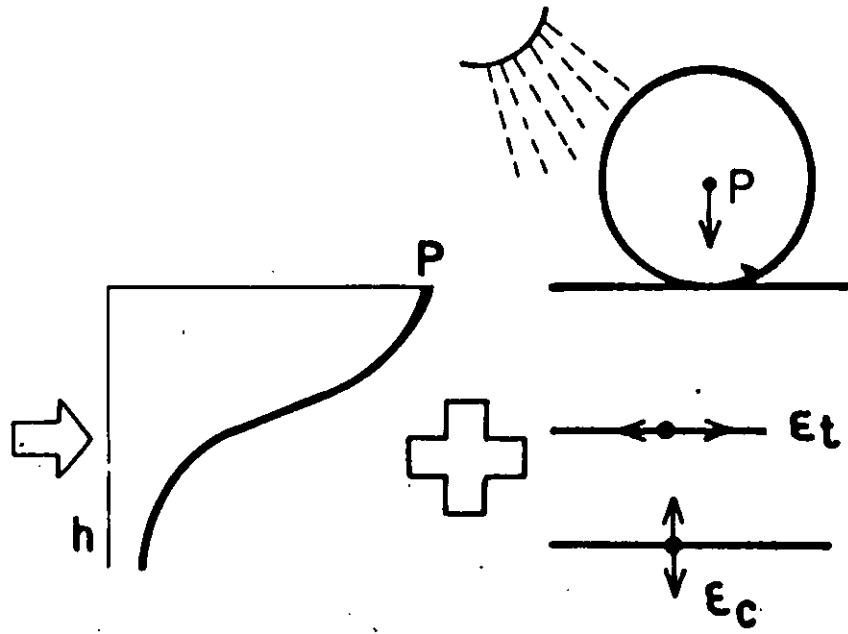
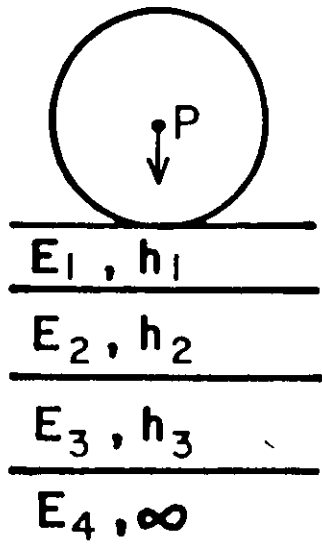
- ADECUADA
- OPORTUNA

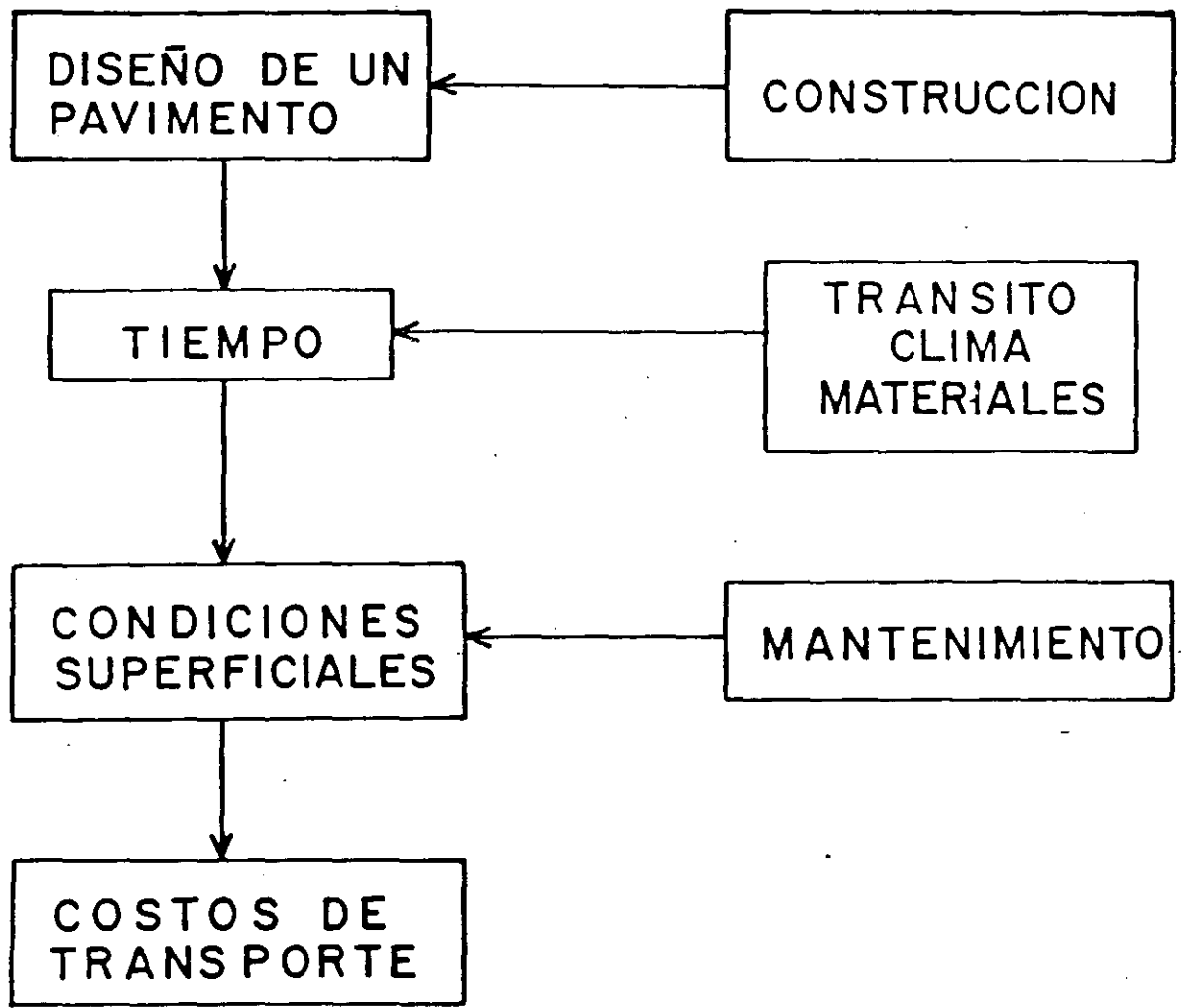
FORMAS PRINCIPALES DE DETERIORO QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

<u>DETERIORO</u>	<u>CAUSA GENERAL</u>	<u>CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE</u>
AGRIETAMIENTO O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION (PUEDEN INCREMENTARSE POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO (CARGAS EXCESIVAS)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSI VAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DESINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	



MECANISMOS E INTERACCIONES DE LOS DETERIOROS





FACTORES QUE AFECTAN A LA VIDA UTIL DE UN PAVIMENTO

- TRANSITO
- MEDIO AMBIENTE
- CALIDAD DE LOS MATERIALES
- RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE
- CONDICIONES DE DRENAJE
- CALIDAD DE LA CONSTRUCCION
- NIVEL DE MANTENIMIENTO

RESPUESTA
PRIMARIA

(COMPORTAMIENTO)

DEFLEXION

ESFUERZO

DEFORMACION UNITARIA

DEFORMACION PERMANENTE

RESPUESTA
LIMITE

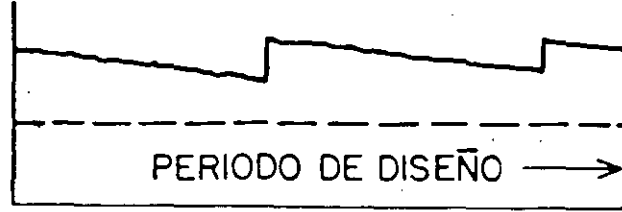
(DETERIORO)

FRACTURA

DISTORSION

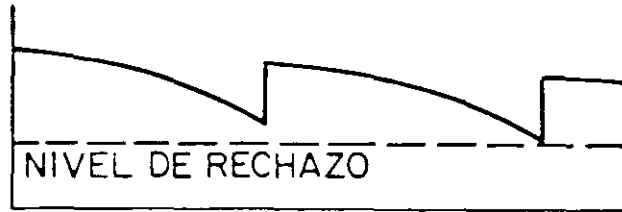
DESINTEGRACION

CAPACIDAD ESTRUCTURAL



TIEMPO

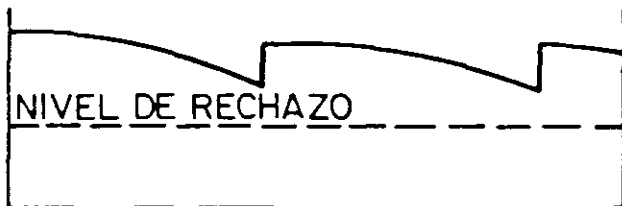
COMPORTAMIENTO



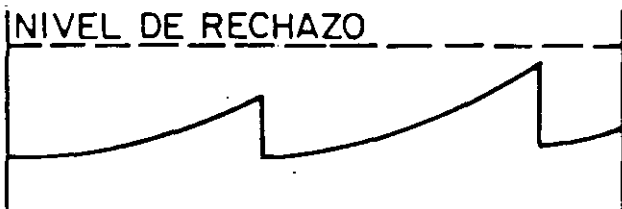
DETERIORO



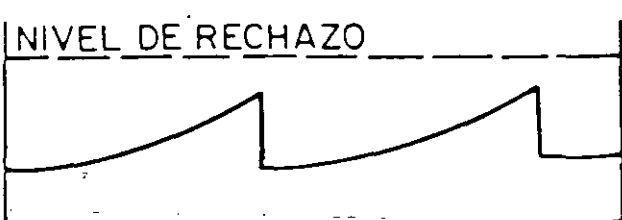
FRICCIÓN



COSTO DE MANTENIMIENTO



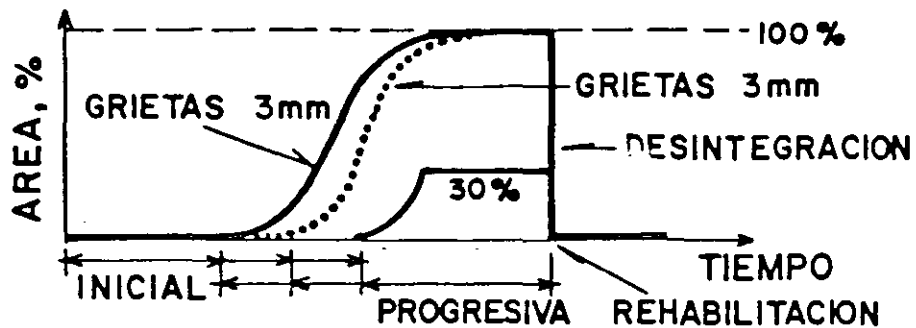
COSTO DE OPERACION



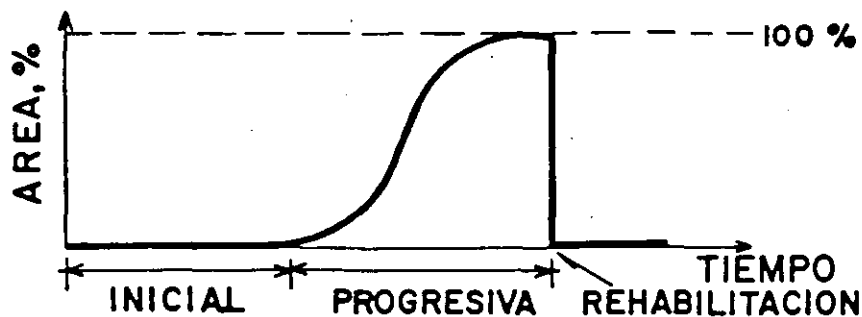
PARAMETROS
MEDIDOS AL
EVALUAR EL
PAVIMENTO

PARAMETROS
NECESARIOS
PARA EL ANA--
LISIS ECONOMICO

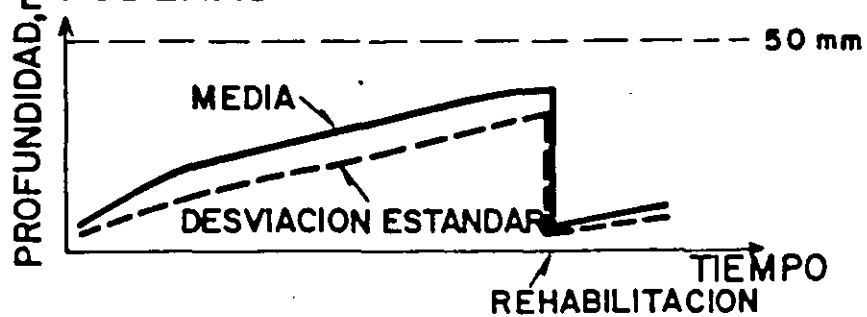
AGRIETAMIENTO Y DESINTEGRACION



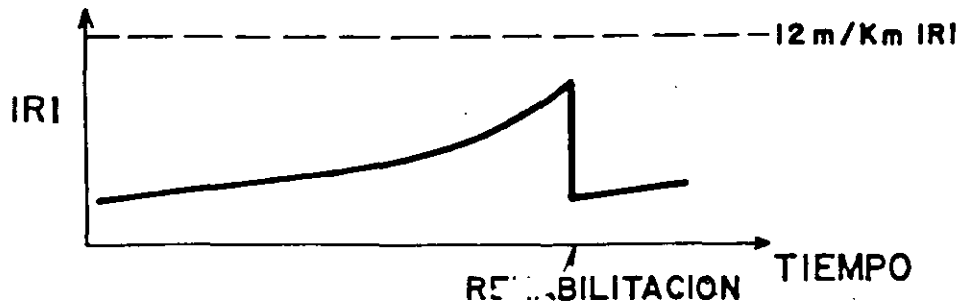
DESPRENDIMIENTO



RODERAS



RUGOSIDAD



CARACTERISTICAS DEL Nivel de Servicio

- debe ser homogéneo
- es un derecho adquirido
- mayor exigencia de seguridad y comodidad

EFFECTOS DEL
INCREMENTO EN LAS
CARGAS LEGALES
Y DIMENSIONES
DE VEHICULOS

PAVIMENTOS

PUNTES

MANTENIMIENTO

OPERACION

DISEÑO GEOMETRICO

CONTAMINACION

SEGURIDAD

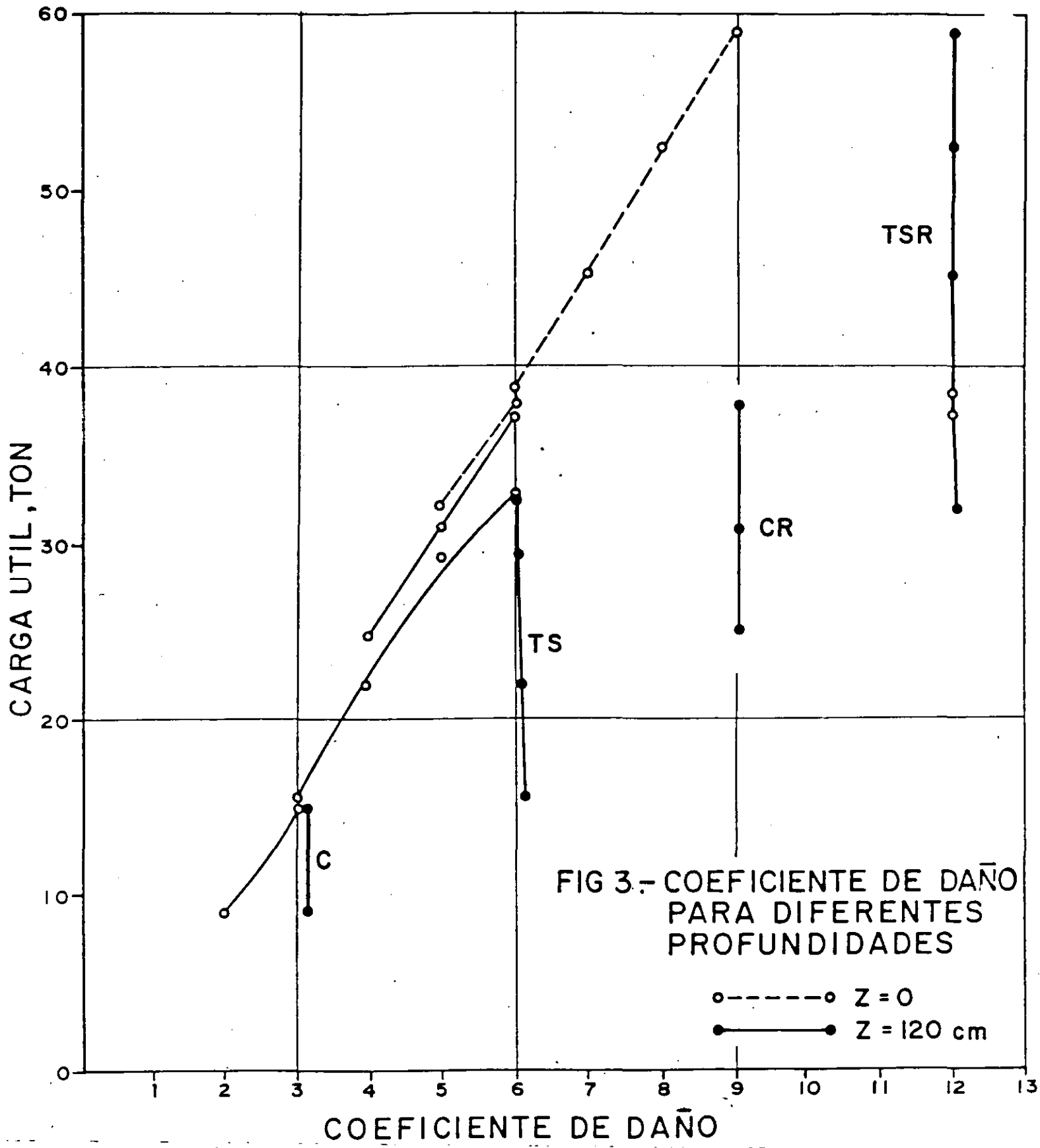
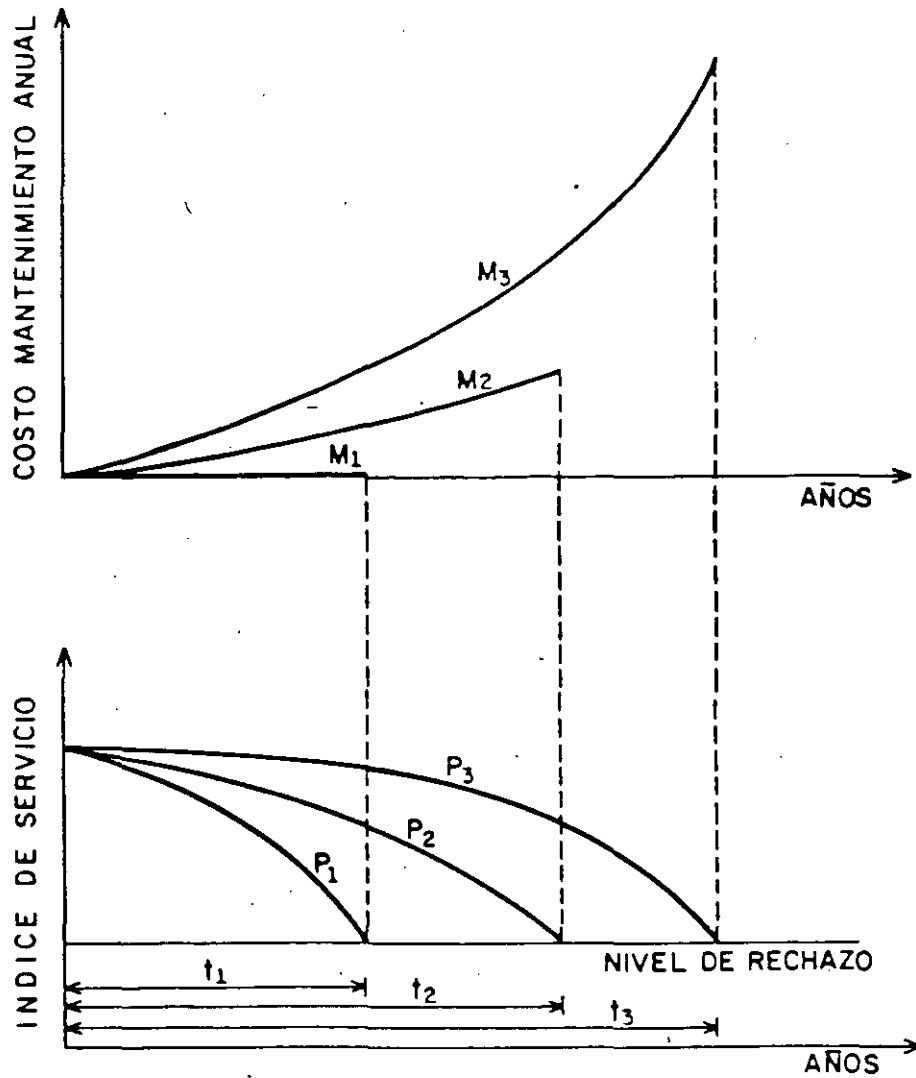


FIG 3.- COEFICIENTE DE DAÑO PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES

○-----○ Z = 0
 ●-----● Z = 120 cm



COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO COMO
 FUNCION DEL NIVEL DE MANTENIMIENTO

CAUSAS DE DETERIOROS
Y FALLAS

DEFICIENCIAS EN EL DISEÑO

DEFICIENCIAS EN LOS MATERIALES

DEFICIENCIAS DE CONSTRUCCION

DEFICIENCIAS DE MANTENIMIENTO

EFFECTOS DEL TIEMPO, MEDIO AMBIENTE, ETC.

DEFICIENCIAS EN EL DISEÑO

- . TRANSITO . EVALUACION INCORRECTA DEL TRANSITO INICIAL
 - . CAMBIOS E INCREMENTOS FUTUROS

- . MATERIALES. DETERMINACION INCORRECTA DE SUS CARACTERISTICA
 - . DESCONOCIMIENTO DE SU COMPORTAMIENTO
 - . MATERIALES POCO CONOCIDOS O MARGINALES

- . CLIMA Y MEDIO AMBIENTE. DATOS INSUFICIENTES O POCO CONFIA--
BLES
 - . POCO CONOCIMIENTO DE SU INFLUENCIA
EN EL COMPORTAMIENTO DE MATERIALES

- . OBRAS AUXILIARES Y COMPLEMENTARIAS. OMISION O INSUFICIENCIA

- . ESTRUCTURACION. CRITERIOS INADECUADOS

- . ESPECIFICACIONES. INSUFICIENTES O INADECUADAS

DEFICIENCIAS EN LOS MATERIALES

- . PROPIEDADES INTRINSECAS INADECUADAS
- . DESCONOCIMIENTO DE SU COMPORTAMIENTO
- . DEFICIENCIAS EN SU PROCESAMIENTO, MANEJO, TRATAMIENTO Y COLOCACION

DEFICIENCIAS DE CONSTRUCCION

- . EQUIPOS Y PROCESOS INADECUADOS
- . FALTA DE EXPERIENCIA EN EL MANEJO DE ALGUNOS MATERIALES
- . CALIDAD DE ACABADO INADECUADA
- . CONTROL DE CALIDAD DEFICIENTE

PRACTICAS DE CONSTRUCCION

- 1.- LIMITES Y TOLERANCIAS
ESPESORES
PROPIEDADES DE MATERIALES
CONTENIDOS DE ASFALTO O CEMENTO
INDICE DE RUGOSIDAD INICIAL
CONDICIONES CLIMATOLOGICAS
- 2.- MANEJO DEL TRANSITO
- 3.- FUENTES DE MATERIALES
- 4.- SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD

DEFICIENCIAS DE MANTENIMIENTO

. REZAGOS

. INOPORTUNO


. INSUFICIENTE

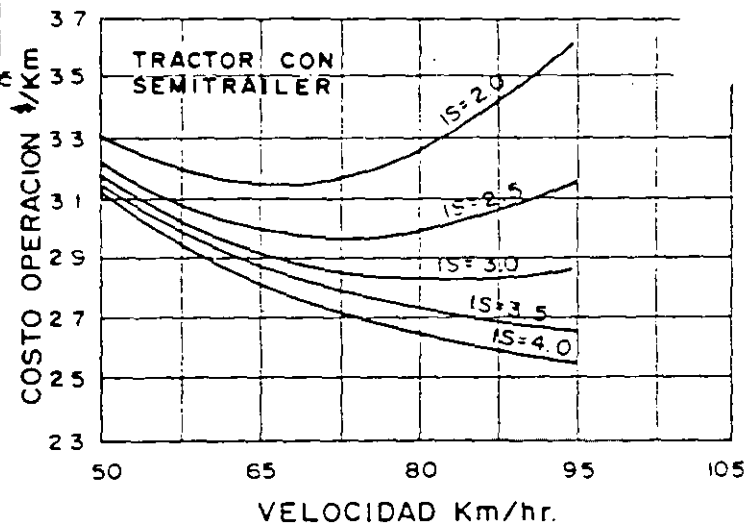
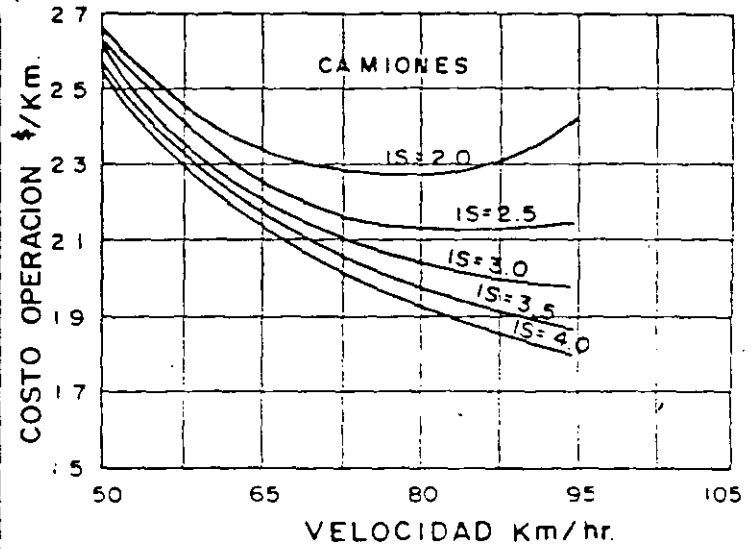
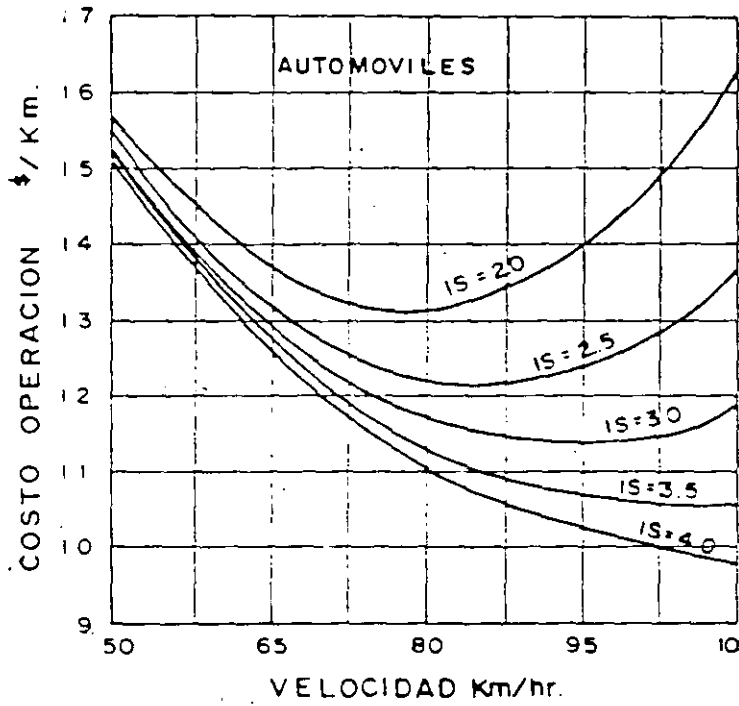
EFFECTOS DEL TIEMPO, MEDIO AMBIENTE, ETC.

(NO RELACIONADOS CON EL TRANSITO)

- . ENVEJECIMIENTO
- . CONTAMINACION
- . DEGRADACION
- . SATURACION
- . OXIDACION
- . VARIACIONES VOLUMETRICAS
- . REFLEXION DE GRIETAS, JUNTAS, ETC.
- . REDUCCION DE LA RESISTENCIA A LA FRICCION

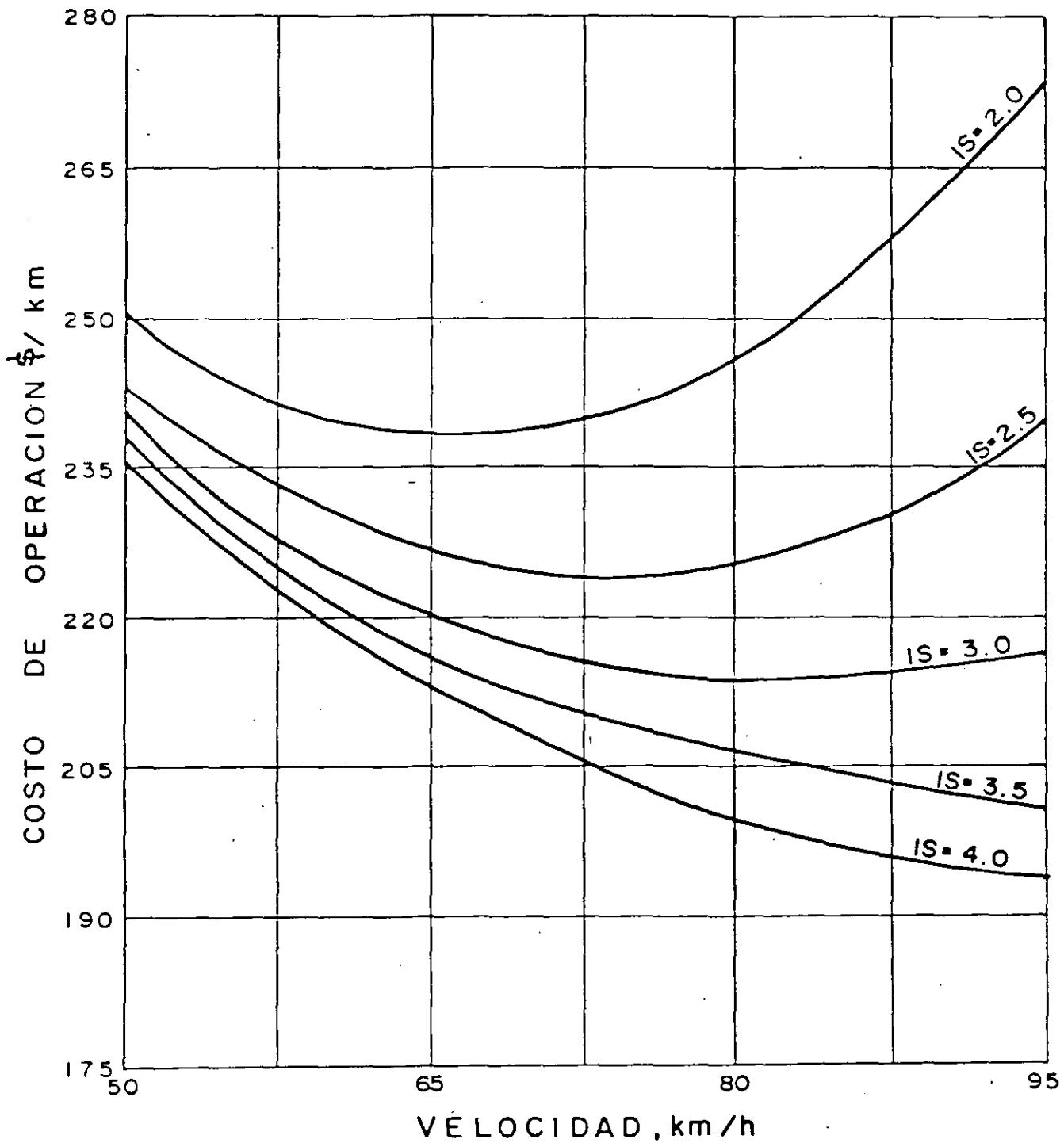
COSTOS

- COSTO INICIAL
 - COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION
 - COSTO DE OPERACION
- 
- VEHICULO
 - DEMORAS
 - ACCIDENTES
 - INCOMODIDAD

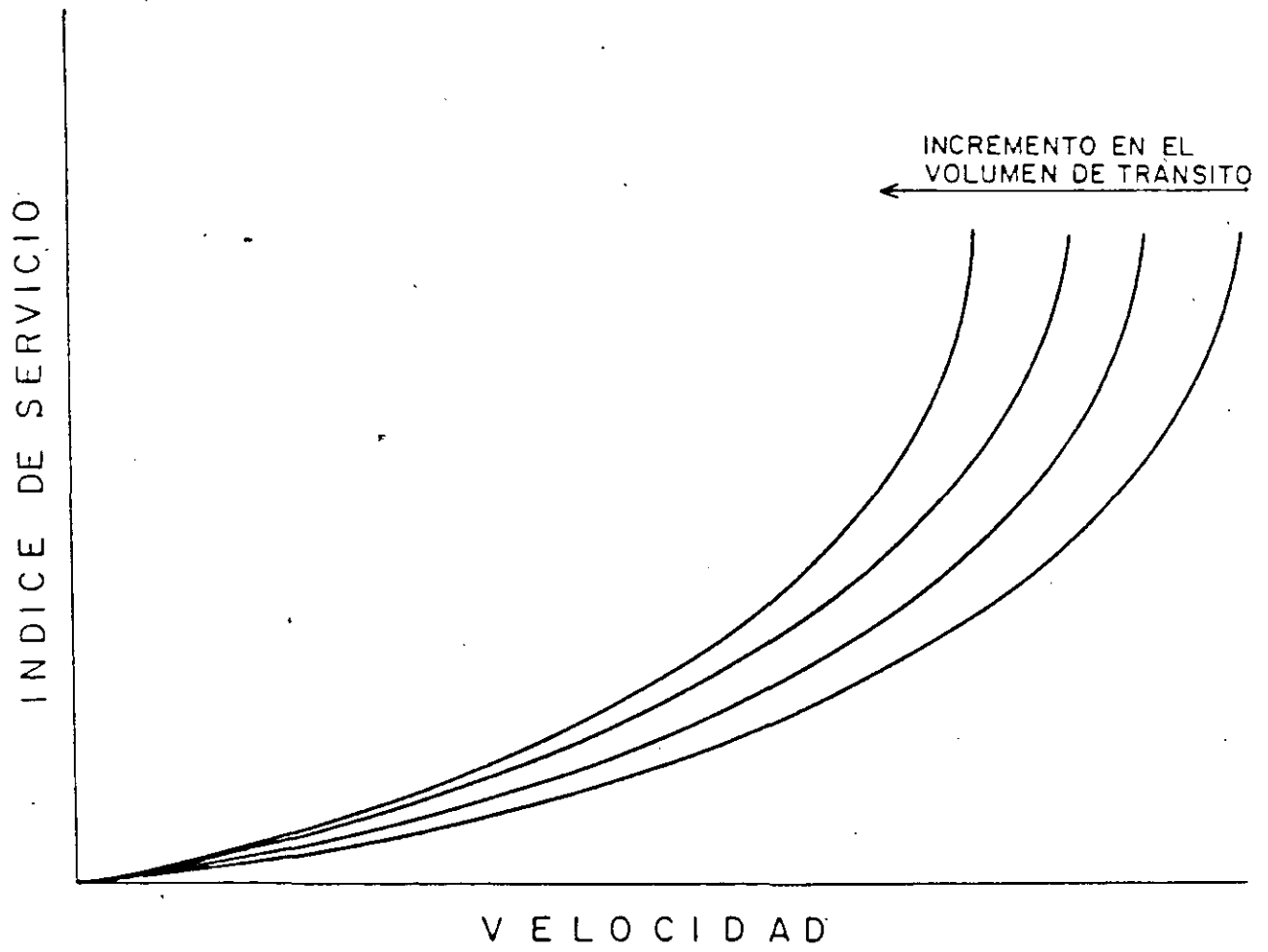


CARACTERISTICAS DEL PAVIMENTO QUE AFECTAN
LOS COSTOS DE OPERACION

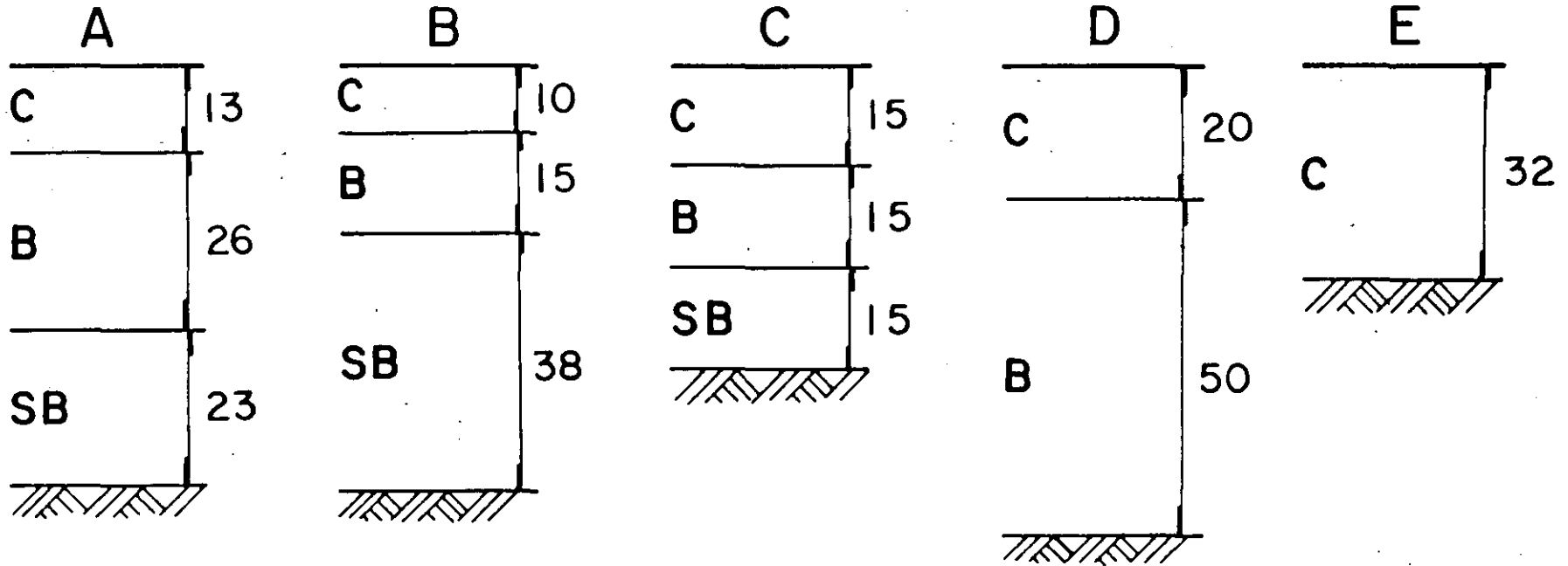
- 1.- RUGOSIDAD
- 2.- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- 3.- COLOR
- 4.- APARIENCIA
- 5.- REFLEXION DE LA LUZ



COSTO DE OPERACION DE UN TRACTOR
 CON SEMIRREMOLQUE PARA DIFERENTES
 VALORES DE INDICE DE SERVICIO



DISEÑOS



C = CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO

B = BASE HIDRAULICA

SB = SUBBASE

ESPESOR DE GRAVA EQUIVALENTE ,(cm)

66

61

56

71

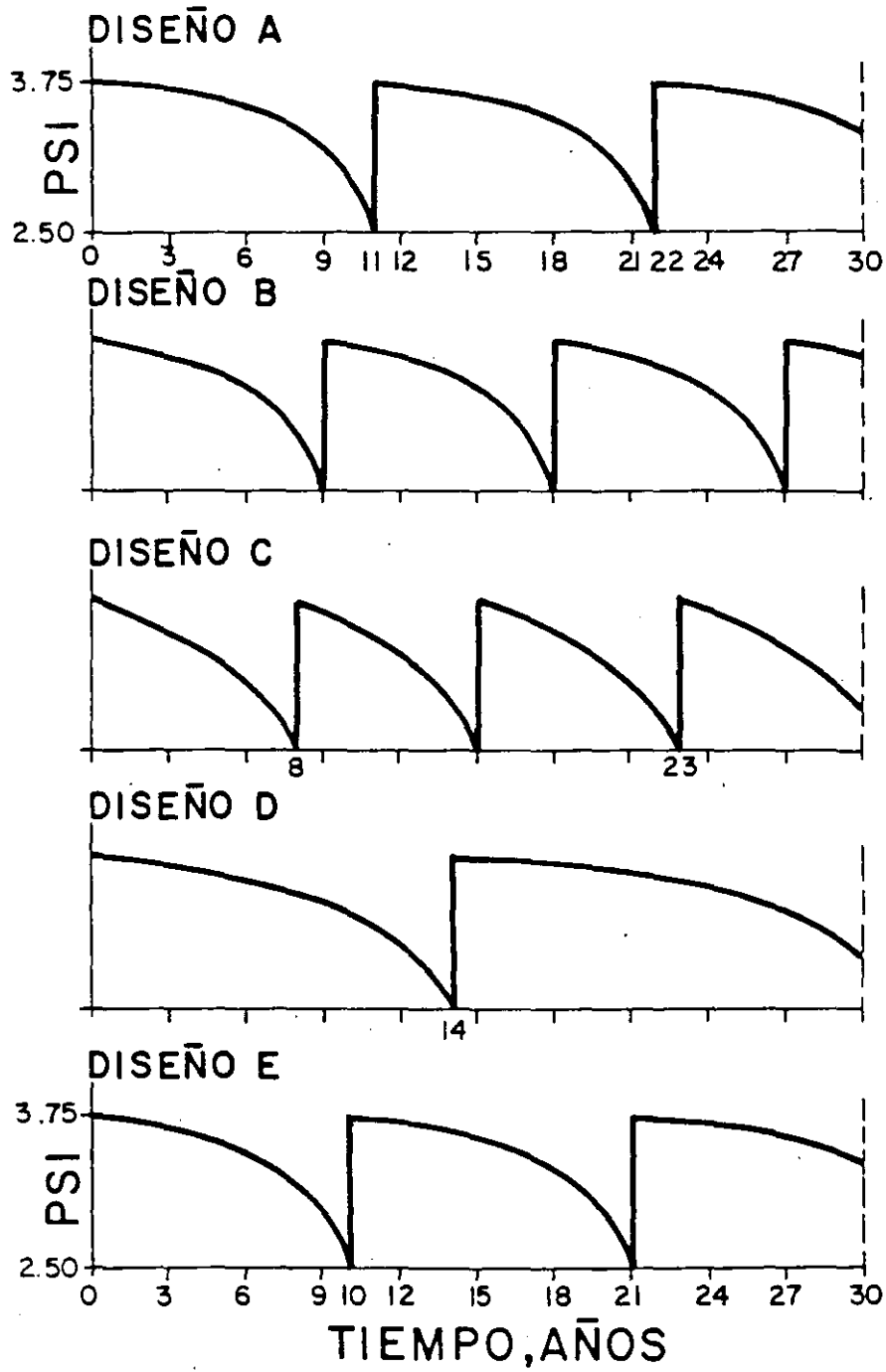
64

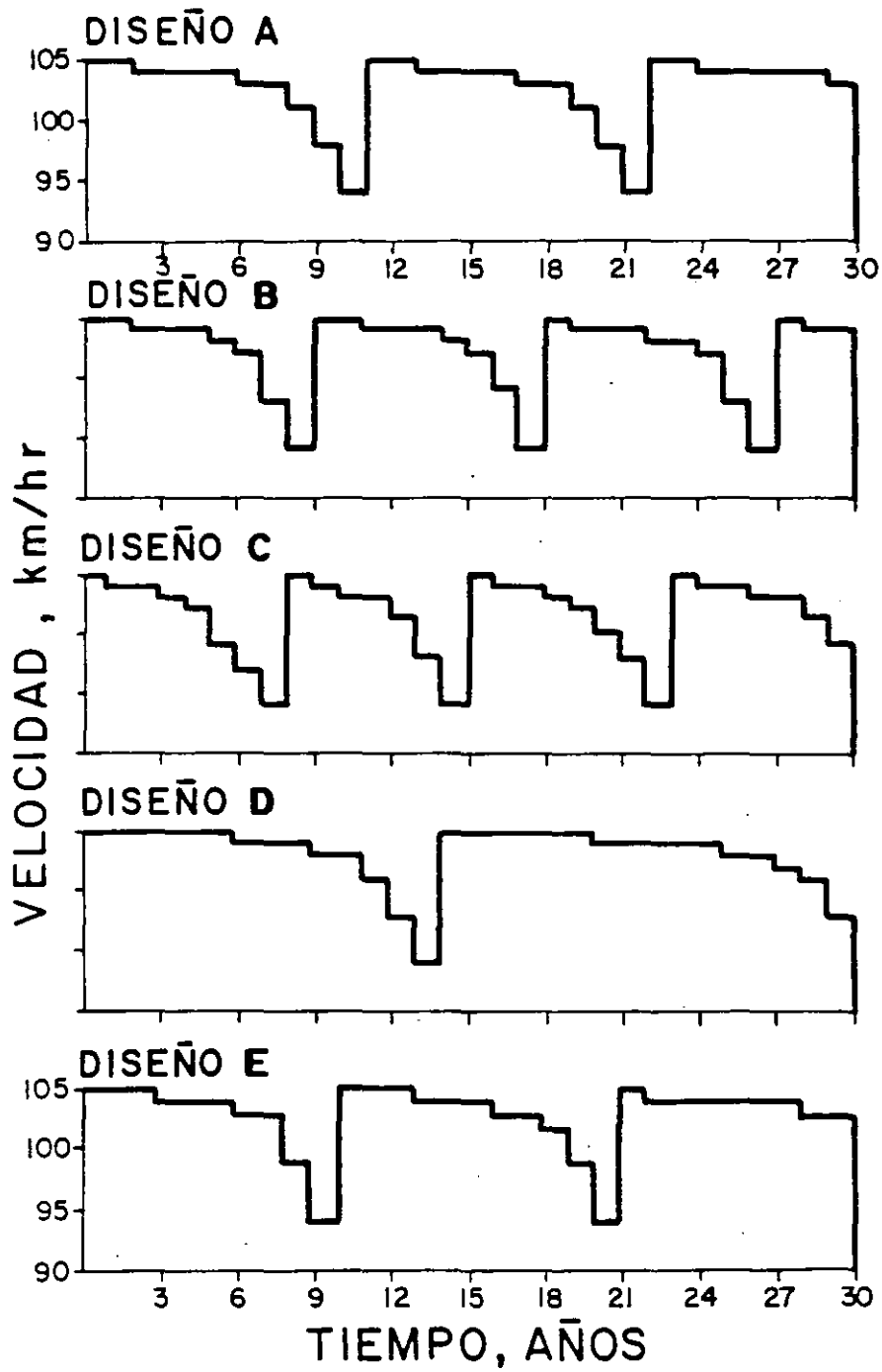
TDPA = 10 000

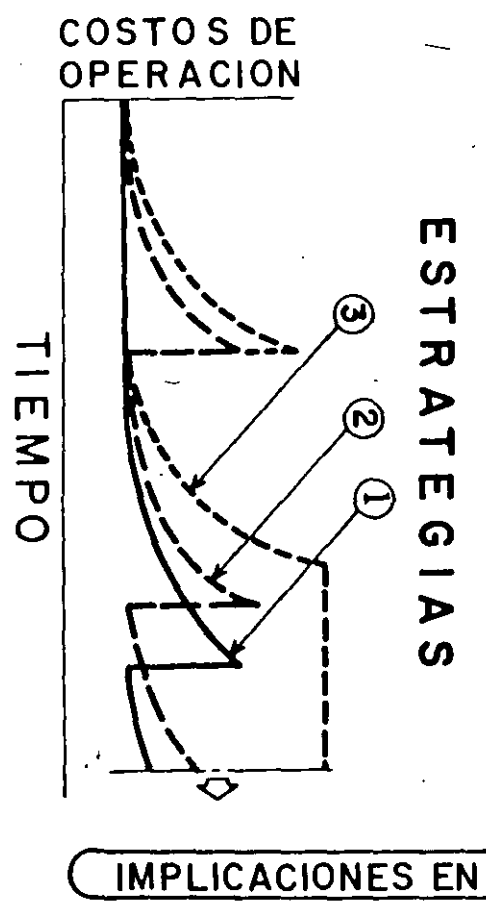
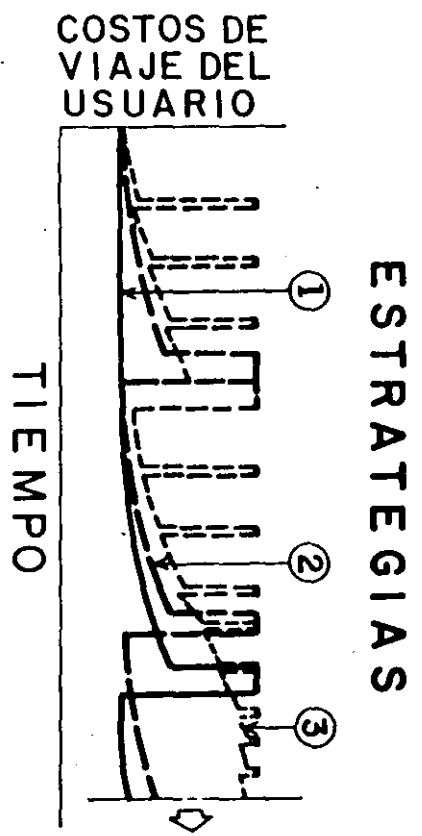
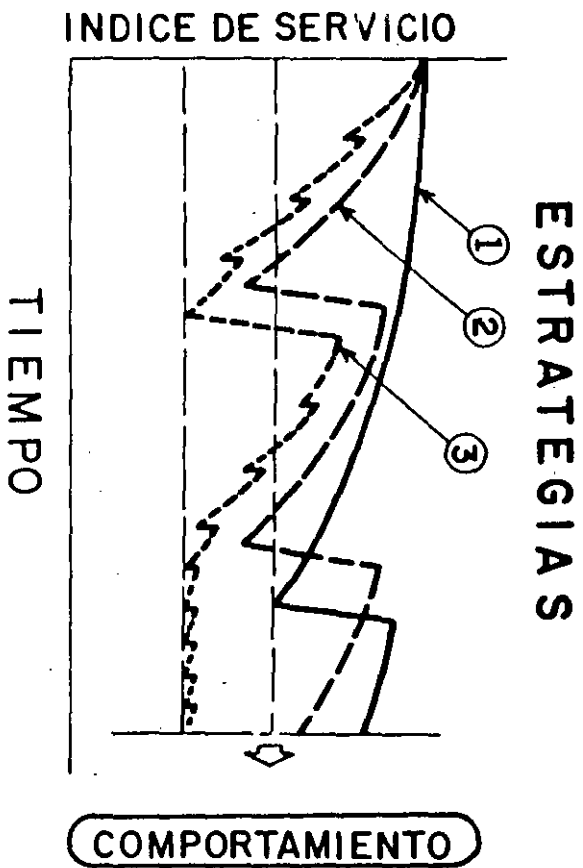
TASA INCREMENTO = 5 %

PERIODO DE DISEÑO = 30 AÑOS

CUATRO CARRILES



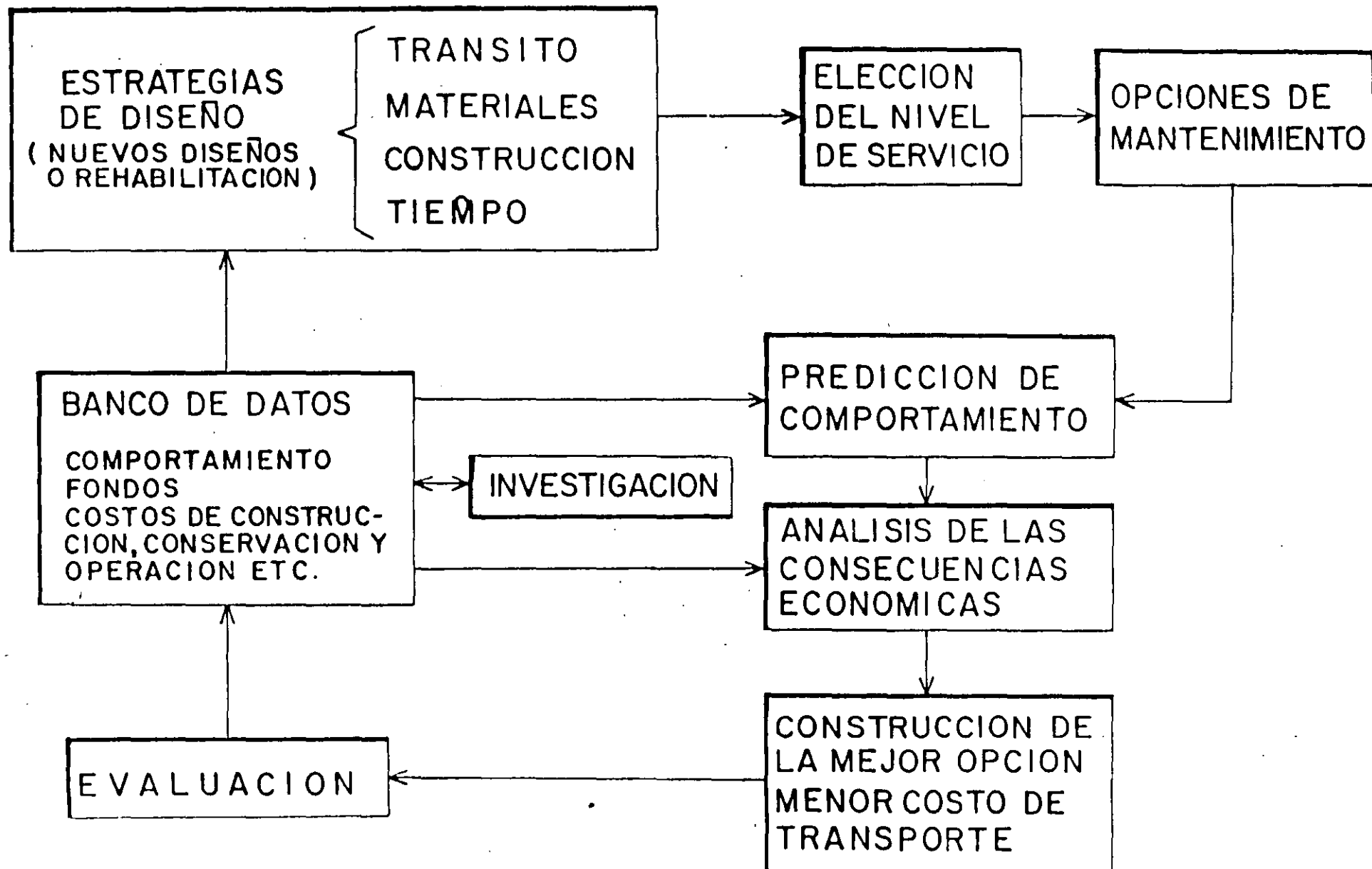


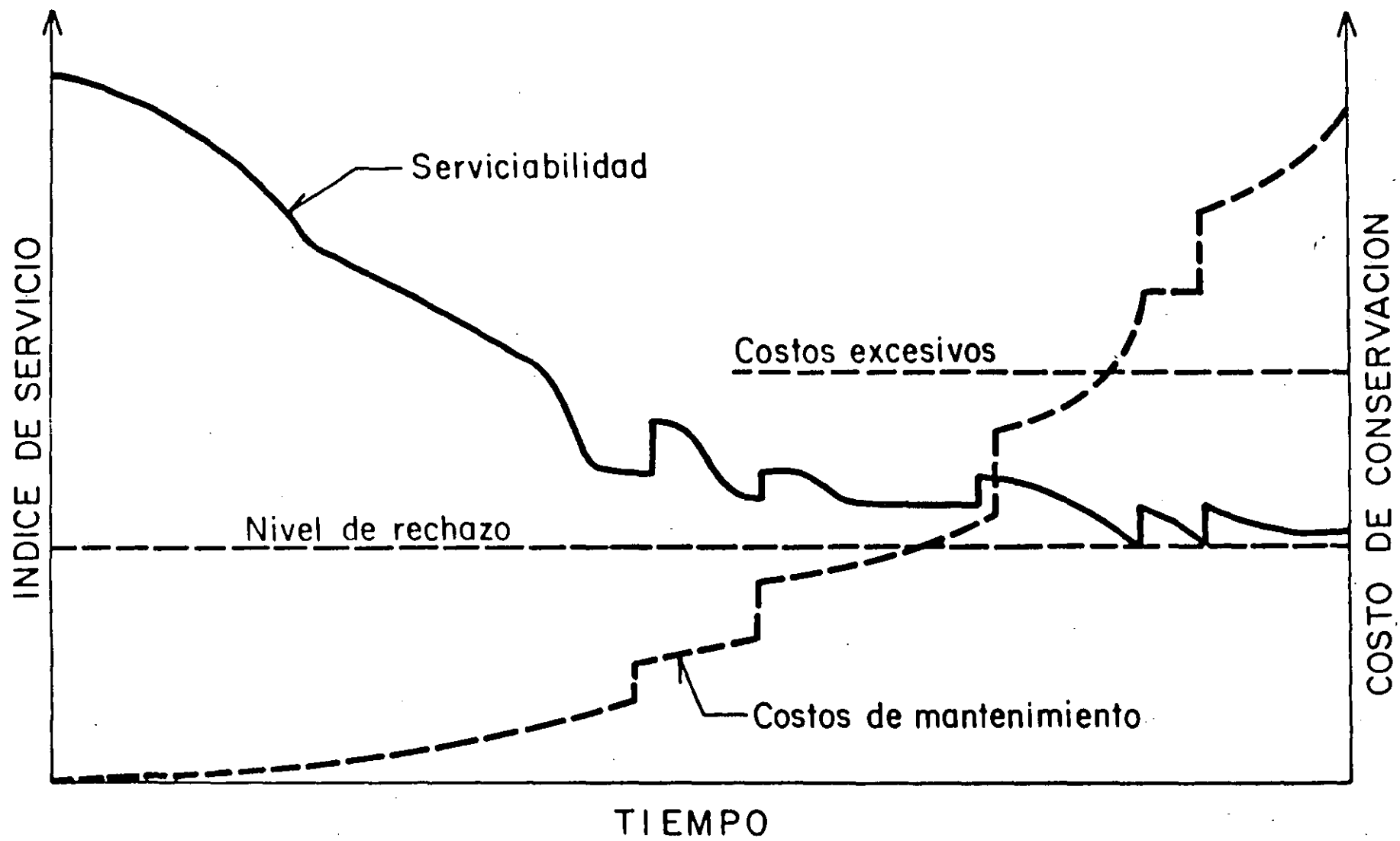


RESUMEN DE COSTOS \$/KM (x1000)

ISEÑO	COSTO INICIAL	COSTO SOBRE CARPETA	SUBTOTAL	COSTO MANTE NIMIENTO	SUBTOTAL	COSTO DE OPERACION DURANTE - SOBRECARPETAS	SUBTOTAL	VALOR DE RESCATE	SUBTOTAL	COSTO DE OPERACION	TOTAL
A	232,950	49,300	282,250	35,100	317,500	5,100	322,450	13,550	308,900	92,950	401,850
B	203,950	70,450	274,400	31,400	305,000	10,300	316,100	15,100	301,000	108,900	409,900
C	198,600	81,300	279,900	27,500	307,400	7,100	314,500	16,300	298,200	140,050	438,250
D	259,350	27,300	296,950	41,400	338,350	1,450	339,800	13,100	326,700	64,350	391,050
E	244,850	52,750	297,600	34,300	331,900	4,550	336,450	17,200	319,250	83,750	403,000

COSTO MINIMO



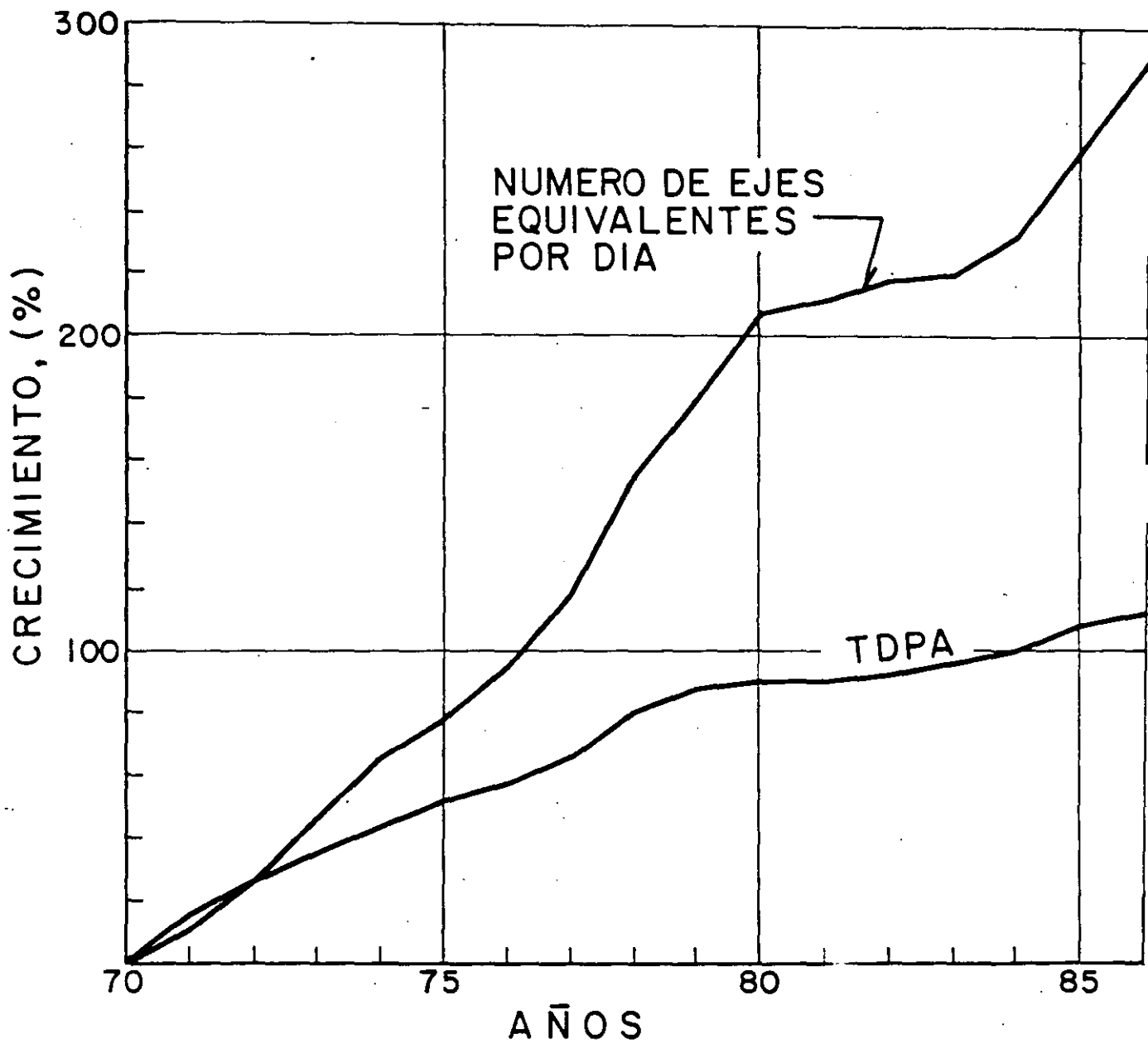


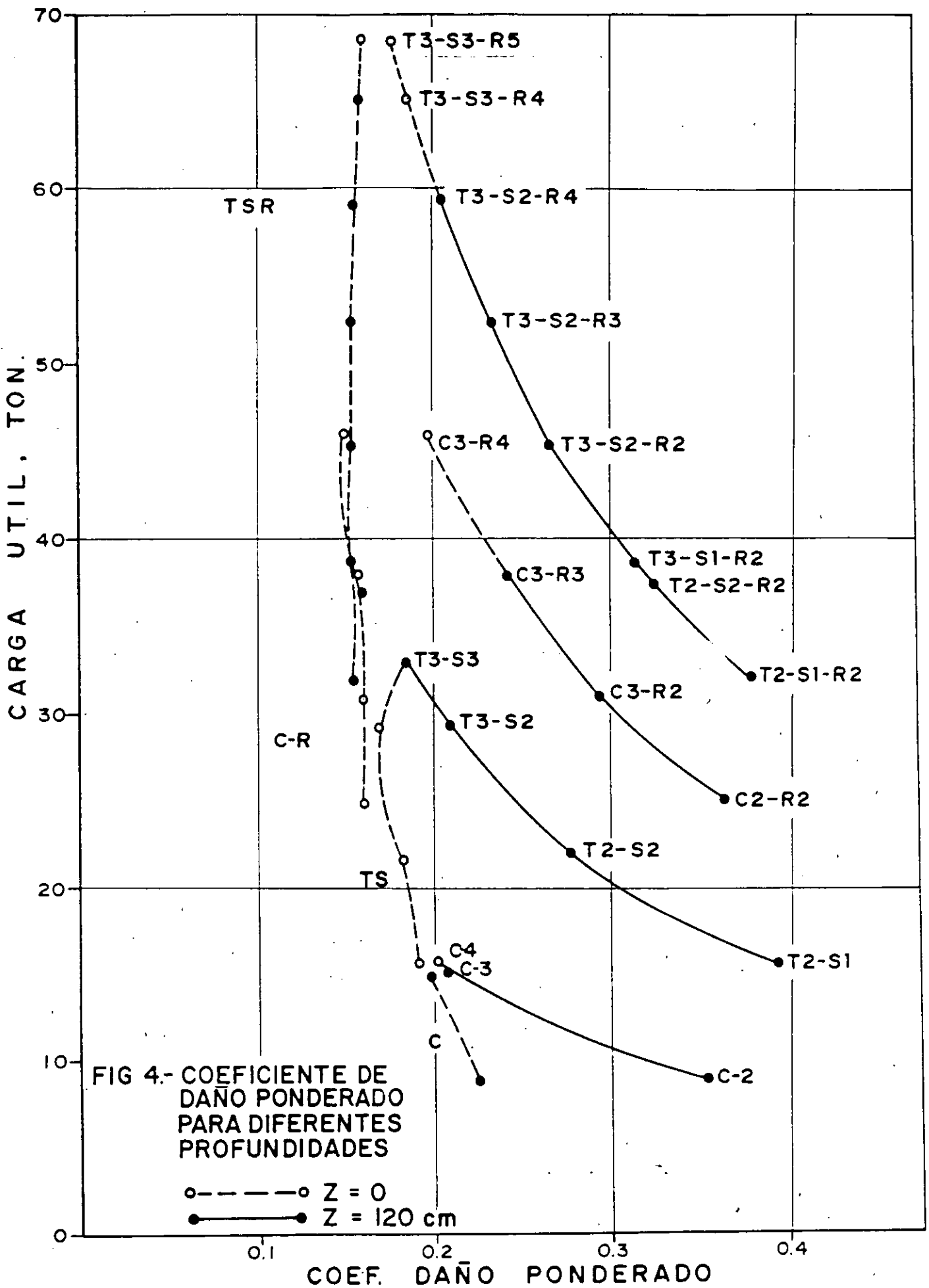
COMPORTAMIENTO Y COSTOS DE CONSERVACION EN EL TRANSCURSO DEL TIEMPO

ESTADOS UNIDOS DE AMERICA

MAPA DE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS
DE LA REPUBLICA MEXICANA







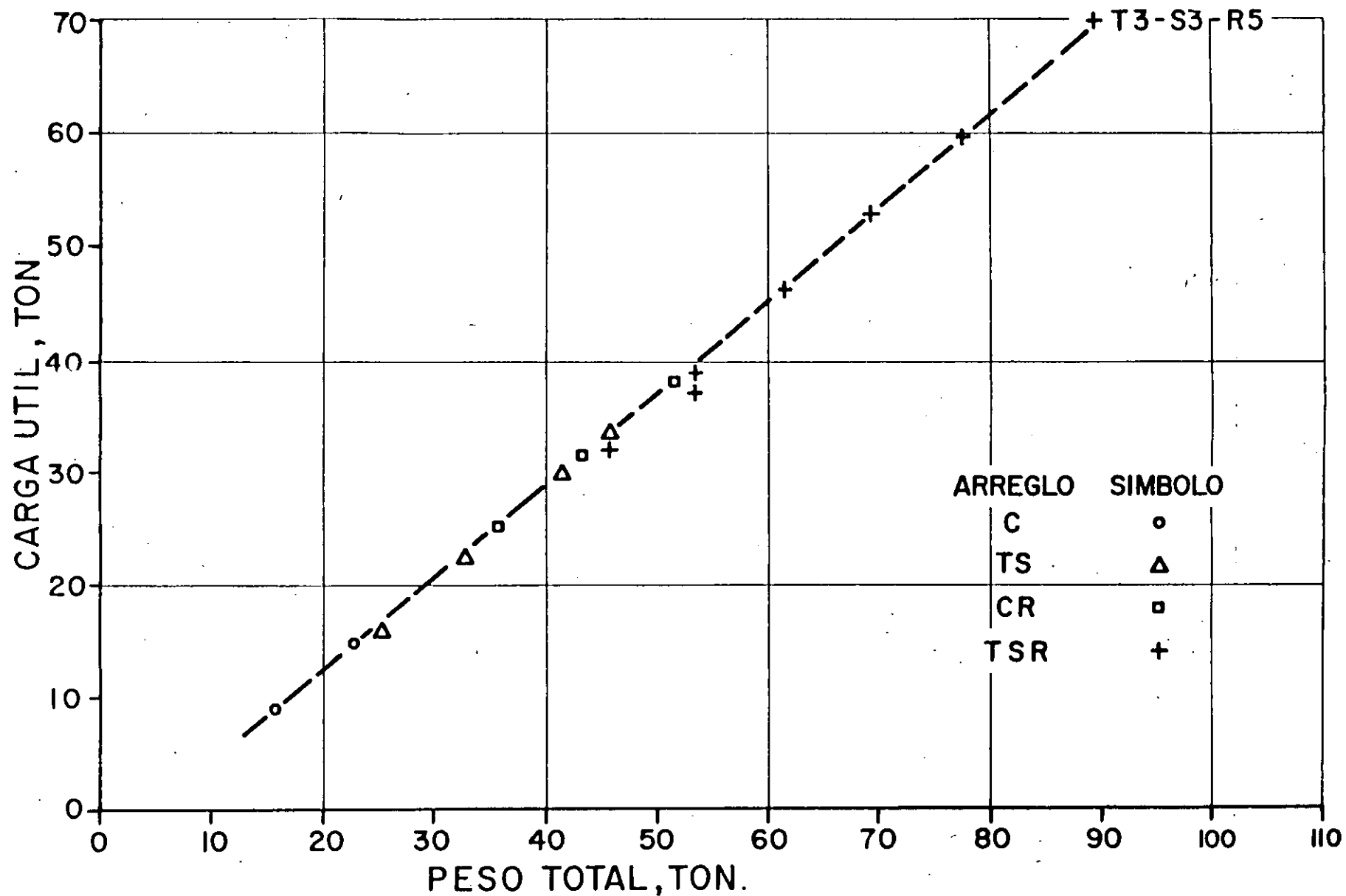
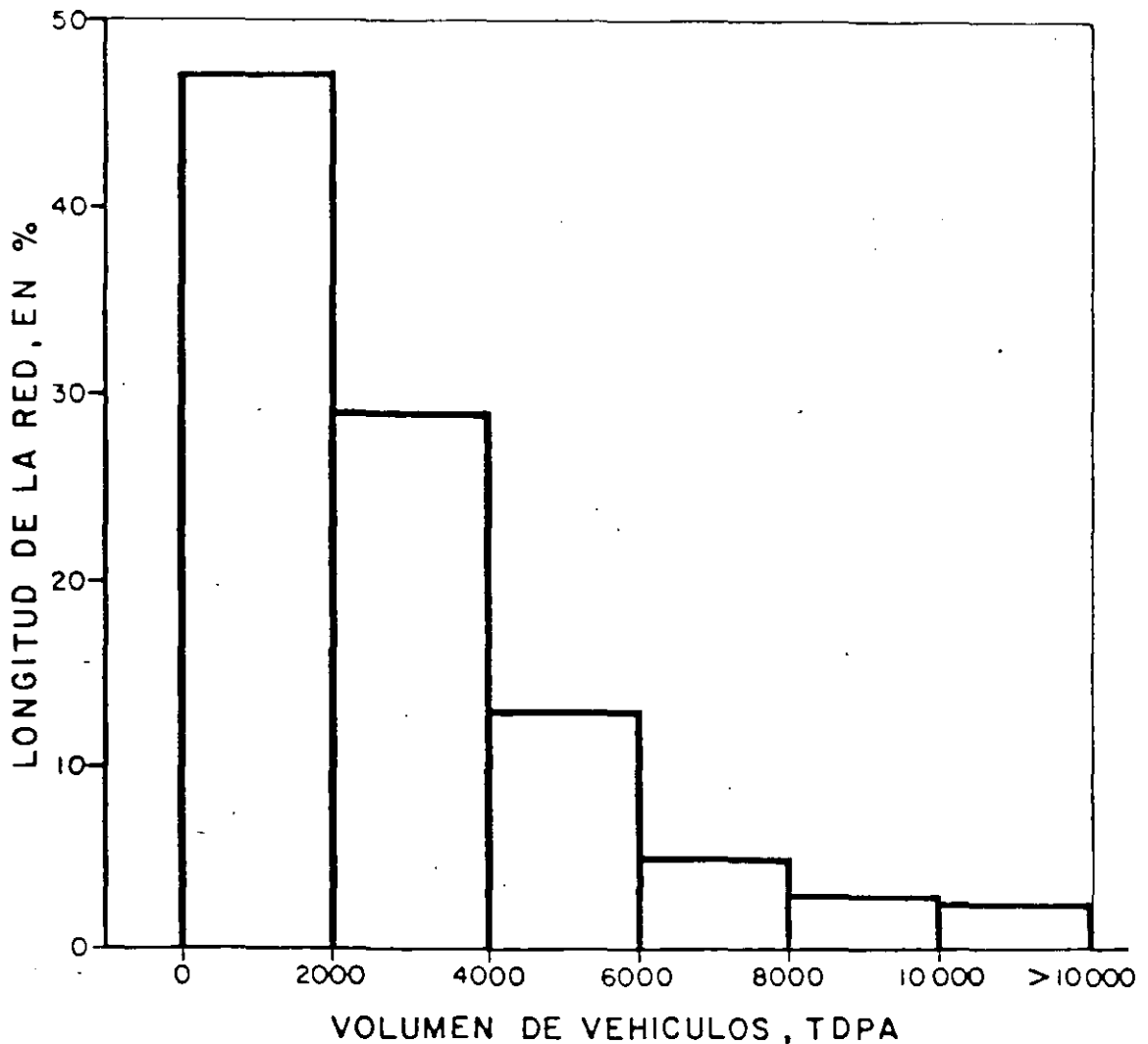


FIG 2.- RELACION ENTRE CARGA UTIL Y PESO TOTAL DE LOS VEHICULOS QUE CIRCULAN POR LOS CAMINOS TIPO A DE LA RED NACIONAL



FEDERAL

OCUPACION DE LA RED EN FUNCION DEL
TRANSITO, EXPRESADO COMO TDPA

LONGITUD DE LA RED = 40 000 km

PROBLEMAS DE LAS CARRETERAS NACIONALES

- 1.- PAVIMENTOS ANTIGUOS, QUE HAN LLEGADO AL FIN DE SU VIDA UTIL .
- 2.- DISEÑOS INADECUADOS, EN CUANTO A ESPESORES Y CALIDAD DE MATERIALES .
- 3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE CONTROL DE CALIDAD INADECUADOS .
- 4.- INCREMENTO SUSTANCIAL DEL TRANSITO, EN VOLUMEN Y MAGNITUD DE CARGAS .
- 5.- CONSERVACION INADECUADA .
- 6.- NECESIDAD DE UN MEJOR APROVECHAMIENTO DE RECURSOS .

PROBLEMAS DE LAS CARRETERAS NACIONALES

- 1.- PAVIMENTOS ANTIGUOS, QUE HAN LLEGADO AL FIN DE SU VIDA UTIL .
- 2.- DISEÑOS INADECUADOS, EN CUANTO A ESPESORES Y CALIDAD DE MATERIALES .
- 3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE CONTROL DE CALIDAD INADECUADOS .
- 4.- INCREMENTO SUSTANCIAL DEL TRANSITO, EN VOLUMEN Y MAGNITUD DE CARGAS .
- 5.- CONSERVACION INADECUADA .
- 6.- NECESIDAD DE UN MEJOR APROVECHAMIENTO DE RECURSOS .

ESTADOS UNIDOS DE AMERICA

MAPA DE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS
DE LA REPUBLICA MEXICANA



GOLFO DE MEXICO

PRINCIPALES PROBLEMAS

- 1.- DISPONIBILIDAD INCOMPLETA DE INFORMACION BASICA, Y EN OCA--
SIONES ESCASA CONFIABILIDAD DE LOS DATOS
- 2.- PROCESO INCOMPLETO DE IDENTIFICACION Y FORMULACION DE PRO--
YECTOS
- 3.- CARENCIA DE MARCO DE REFERENCIA PARA LA DETERMINACION DE TE
CHOS FINANCIEROS
- 4.- FALTA DE CONTINUIDAD EN LA ESTRUCTURACION DE PROGRAMAS
- 5.- POCA EFECTIVIDAD DE LOS MECANISMOS DE RETROALIMENTACION Y -
REVISION SISTEMATICA
- 6.- ESCASA VINCULACION CON LA TOMA DE DECISIONES
- 7.- FALTA DE PERSONAL CAPACITADO
- 8.- EXCESIVOS REQUERIMIENTOS DE CARACTER RUTINARIO QUE OBSTACU-
LIZAN LA ATENCION DE ASUNTOS DE IMPORTANCIA ESTRATEGICA.

PROBLEMAS DE LAS CARRETERAS NACIONALES

1. PAVIMENTOS ANTIGUOS, QUE HAN LLEGADO AL FIN DE SU VIDA UTIL.
- 2.- DISEÑOS INADECUADOS, EN CUANTO A ESPESORES Y CALIDAD DE MATERIALES.
- 3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE CONTROL DE CALIDAD INADECUADOS.
- 4.- INCREMENTO SUSTANCIAL DEL TRANSITO, EN VOLUMEN Y MAGNITUD - DE CARGAS
- 5.- CONSERVACION INADECUADA.
- 6.- NECESIDAD DE UN MEJOR APROVECHAMIENTO DE RECURSOS.

PROBLEMATICA ACTUAL

1.- INFLACION

2.- MAYOR COSTO DE ENERGETICOS

3.- MAYOR COSTO DE UNIDADES Y REFACCIONES

4.- INSUFICIENCIA DE RECURSOS FINANCIEROS
PARA MANTENIMIENTO, RECONSTRUCCION,
MODERNIZACION Y EXPANSION

NECESIDADES

- 1.— MANTENIMIENTO
- 2.— REHABILITACION Y RECONSTRUCCION
- 3.— MODERNIZACION
- 4.— EXPANSION DE LA RED

RECOMENDACIONES

ESTABLECIMIENTO DE UN SISTEMA INTEGRAL DE ADMINISTRACION DE PAVIMENTOS.

- 1.- IMPLANTACION DE TECNICAS MAS AVANZADAS DE EVALUACION Y PREDICCION DE COMPORTAMIENTO.
- 2.- MEJOR CONOCIMIENTO DE COMPORTAMIENTO DE MATERIALES CONVENCIONALES Y NO CONVENCIONALES.
- 3.- MEJORAMIENTO EN LA TECNOLOGIA DE CONSTRUCCION
- 4.- MEJORAMIENTO EN EL CONTROL DE CALIDAD.
- 5.- INFORMACION, BANCO DE DATOS, MANEJO ESTADISTICO.

REQUERIMIENTOS DE LA RED CARRETERA NACIONAL
PARA FIN DE SIGLO. (25 x 10⁶ VEHICULOS)

15 500 KM, CARRETERAS ALTAS ESPECIFICACIONES

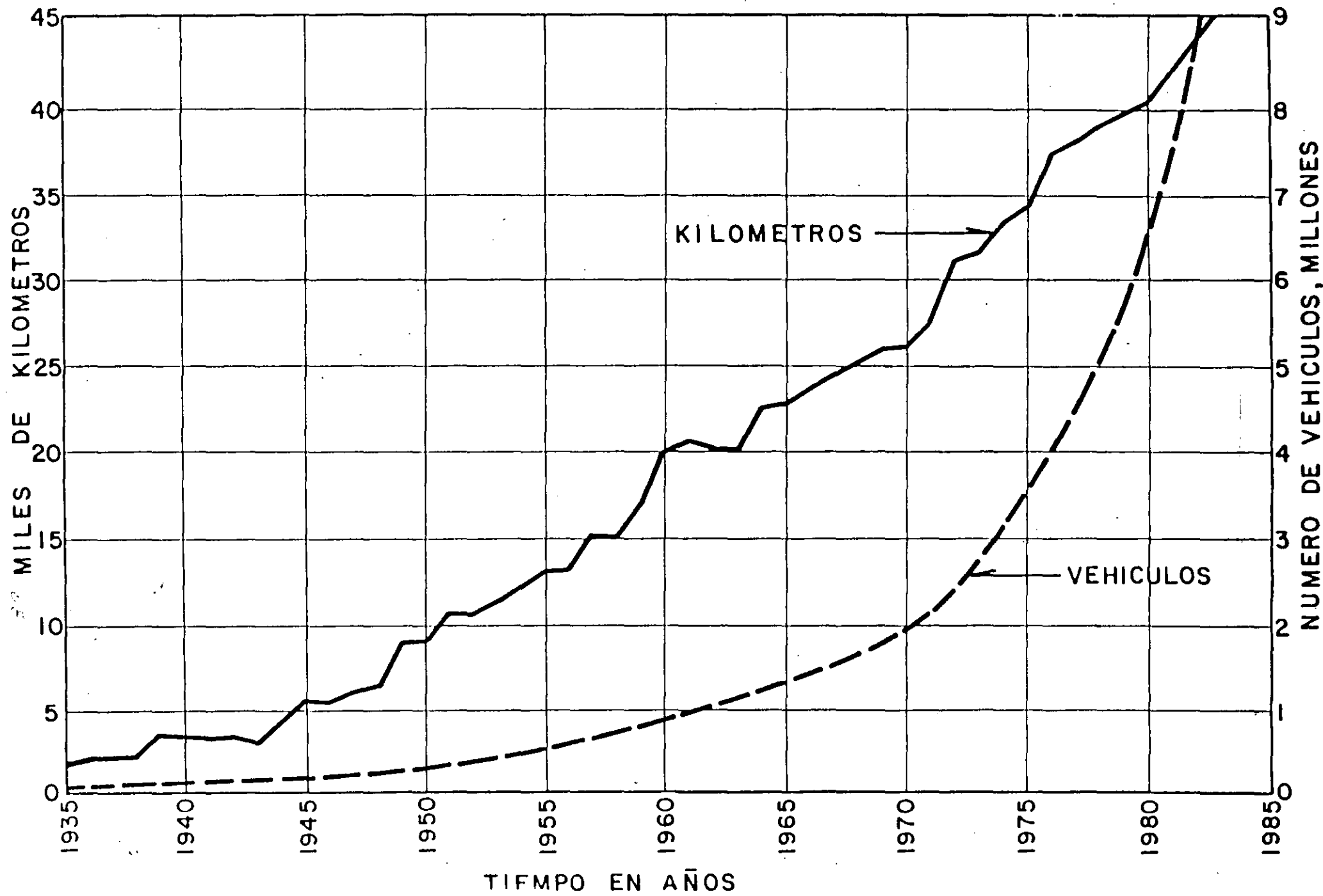
96 000 KM, CARRETERAS ESPECIFICACIONES NORMALES,
DOS CARRILES.

50 000 KM, CAMINOS REVESTIDOS

125 000 KM, CAMINOS VECINALES

76 000 KM, BRECHAS MEJORADAS
362 500 KM.

CRECIMIENTO DE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS Y DEL NUMERO DE VEHICULOS



ESTADO DE LA RED

25% DE LA RED EN PESIMAS O MALAS CONDICIONES

25% EN CONDICIONES REGULARES

25% EN BUENAS CONDICIONES

RED ACTUAL [6.6 x 10⁶ VEHICULOS, 25% PESADOS]

1 000 KM. AUTOPISTAS

43 000 KM. CARRETERAS FEDERALES

43 000 KM. CARRETERAS ESTATALES

85 000 KM. CAMINOS RURALES

43 000 KM. BRECHAS MEJORADAS

215 000 KM.

= 68 000 KM. PAVIMENTADOS, 300 x 10⁶ TON. [76%]
1950 x 10⁶ PASAJEROS [97%].

TEMAS DE INVESTIGACION

- 1.- CONTAMINACION DEL AIRE
- 2.- COSTOS Y CONSUMOS DE ENERGIA
- 3.- OPTIMIZACION DE EQUIPOS, ANALISIS DE RENDIMIENTOS
- 4.- DESARROLLO DE AGENTES REJUVENECEDORES
- 5.- DEFINICION DE PROCEDIMIENTOS APROPIADOS DE CONTROL DE CALIDAD
- 6.- PROGRAMAS DE ENTRENAMIENTO SOBRE TECNICAS DE CONSTRUCCION
- 7.- RELACION DE LOS METODOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION CON LAS TECNICAS DE CONSERVACION
- 8.- EMPLEO DE NUEVOS MATERIALES Y PRODUCTOS

SOLUCIONES

- INVESTIGACION DE NUEVAS TECNICA DE PROYECTO, CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.
- CONOCIMIENTO DE COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y USO DE NUEVOS PRODUCTOS.
- MEJORAR LAS HERRAMIENTAS MATEMATICAS Y TECNICAS DE INVESTIGACION DE COMPORTAMIENTO.

SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PAVIMENTOS
P.M.S. (PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEMS)

ES UN PROCEDIMIENTO SISTEMATICO Y CONSISTENTE PARA PROGRAMAR EL MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE LOS PAVIMENTOS, BASADO EN UN ENFOQUE QUE MAXIMICE LOS BENEFICIOS Y MINIMICE LOS COSTOS.

EL RETO DEL PMS RADICA EN CUANTIFICAR Y ACUMULAR LA INFORMACION NECESARIA PARA ESTABLECER RECOMENDACIONES ESPECIFICAS -- QUE TRADUCIDAS EN ACCIONES PERMITAN MANTENER UNA RED EN CONDICIONES DE SERVICIO ACEPTABLES, DENTRO DE LAS POSIBILIDADES PRESUPUESTALES.

LA SOLUCION DE ESTE DESAFIO REQUIERE NO SOLO DE LA PREPARACION Y EXPERIENCIA DE LOS INGENIEROS DE PAVIMENTOS SINO TAMBIEN DEL CONCURSO DE EXPERTOS EN ESTADISTICA, PROBABILIDADES, MODELADO E INVESTIGACION DE OPERACIONES.

UN INVENTARIO DE DATOS QUE RESUMA EL ESTADO DEL PAVIMENTO DE LOS DIVERSOS CAMINOS NO ES EN SI UN PMS.

EL PMS REPRESENTA UN CONCEPTO INNOVADOR (1970) QUE SUPERA PROCEDIMIENTOS VICIADOS EN DONDE EL INGENIERO TOMA DECISIONES PARA CONSERVAR Y REHABILITAR EL PAVIMENTO, EN BASE A SU ASPECTO Y A EVALUACIONES DE CARACTER SUBJETIVO.

MAS RECIENTEMENTE EL INGENIERO SE HA VENIDO APOYANDO EN EVALUACIONES DE CARACTER ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LOS REQUERIMIENTOS DE SOBRE CARPETAS Y/O DE RECONSTRUCCIONES, AJUSTADAS A LAS LIMITACIONES PRESUPUESTALES.

SIN EMBARGO ESTOS PROCEDIMIENTOS TIENEN LIMITACIONES SEVERAS:

- TIENDEN A CONSIDERAR LAS NECESIDADES DE PROYECTOS INDIVIDUALES Y NO DE LA RED TOTAL.
- SON ALTAMENTE SUCEPTIBLES A LAS PREFERENCIAS DEL PERSONAL Y EXPERIENCIAS LIMITADAS DE QUIENES TOMAN LAS DECISIONES
- EL NUMERO DE ALTERNATIVAS CONSIDERADAS ES LIMITADO
- LOS DISEÑOS SE LIMITAN GENERALMENTE EN UN PERIODO FIJO
- EL COSTO DE LOS USARIOS NO SE CONSIDERA
- LAS POLITICAS POR INCONSISTENTES SE PUEDEN AFECTAR CON EL CAMBIO DE PERSONAL.
- EL MANTENIMIENTO PREVENTIVO ES DE EVALUACION DIFICIL
- LA INCERTIDUMBRES DE COMPORTAMIENTO SON IGNORADAS.

DOS CONDICIONES ENFATIZAN LA NECESIDAD DEL PMS

- EL INCREMENTO DEL KILOMETRAJE DE LOS PAVIMENTOS CON 15 A 25 AÑOS DE EDAD.
- LAS SEVERAS RESTRICCIONES PRESUPUESTALES PARA MANTENER Y REHABILITAR LOS PAVIMENTOS.
- PRIORITIZACION (NIVEL 1)
- IDENTIFICACION DEL TIPO DE REPARACION EN LOS TRAMOS PRIORITARIOS CONSTITUYE EL SIGUIENTE PASO (NIVEL 2)
- OPTIMIZACION (NIVEL 3)

EVALUACION DEL PAVIMENTO COMO PARTE DEL PMS

LA EVALUACION PROPORCIONA INFORMACION TANTO AL NIVEL DE PLANEACION PARA ESTIMAR DEFICIENCIAS DE LA RED EN SU CONJUNTO, COMO A NIVEL DISEÑO EN EL DESARROLLO DE LOS ANALISIS DETALLADOS.

TODAS LAS AREAS DEL PMS DEBEN ESTAR INTERESADAS EN LOS PARAMETROS DEDUCIDOS DE LA EVALUACION DE UN PAVIMENTO, A EFECTO DE:

- 1.- OBTENER DATOS QUE PERMITAN VERIFICAR LAS PREDICCIONES DEL DISEÑO Y AJUSTARLAS DE SER NECESARIO.
- 2.- REPROGRAMAR LAS MEDIDAS DE REHABILITACION PREVISTAS A NIVEL DISEÑO
- 3.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA MEJORAR LOS MODELOS MISMOS - DE DISEÑO.
- 4.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.
- 5.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA ACTUALIZAR LOS PROGRAMAS AL NIVEL DE LA RED

POR CONSIGUIENTE SE CONVIERTE EN UNA DE LAS PARTES "CLAVES" DEL PMS.

CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO
- CALIDAD DE RODAMIENTO
- SEGURIDAD
- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- CONDICIONES SUPERFICIALES
- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.

CONSIDERACIONES BASICAS PARA SELECCIONAR EL METODO DE EVALUACION.

- 1.- IMPORTANCIA DEL COSTO INICIAL RESPECTO A LOS COSTOS DIFERIDOS
- 2.- COMPRESION DEL METODO Y SU MEJOR ADAPTACION A LAS NECESIDADES DEL ORGANISMO
- 3.- INCLUSION DE ANALISIS DE BENEFICIOS

CARACTERISTICAS DE EQUIPO DE EVALUACION

- COSTO
- OPERACION
- CONSERVACION
- VALOR DE RESCATE
- PRECISION
- RAPIDEZ DE OPERACION
- ESTANDARIZACION Y CALIBRACION
- TIPO DE REGISTRO DE DATOS

BASES PARA ADOPCION DE CRITERIO

1.- DATOS DE PLANEACION

2.- DATOS DE PROYECTO GEOMETRICO

3.- DATOS DE TRANSITO Y COSTOS

4.- DATOS DE EVALUACION DE PAVIMENTO

EVALUACION

MEDICION PERIODICA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PAVIMENTO:

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- RUGOSIDAD
- DETERIOROS
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

CAPTA Y TRANSMITE INFORMACION ACERCA DE LA FORMA EN QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SUS FUNCIONES.

PERMITE: COMPROBAR LAS PREDICCIONES DEL PROYECTO-PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE REHABILITACION-MEJORAR LOS MODE--LOS DE DISEÑO-MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y DE MANTENIMIENTO, PRONOSTICAR LA VIDA UTIL DEL PAVIMENTO;

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

LA EVALUACION ESTRUCTURAL ES NECESARIA PARA JUZGAR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL PAVIMENTO Y SU VIDA PREVISIBLE PARA EL TRANSITO ESPERADO. UN PAVIMENTO PUEDE REQUERIR DE UNA CAPA DELGADA PARA MEJORAR SU SERVICIABILIDAD O PUEDE ADEMAS REQUERIR UN REFUERZO POTENTE O EN DEFINITVA UNA RECONSTRUCCION. LA EVALUACION ESTRUCTURAL PROPORCIONA RESPUESTAS

M E T O D O S

DESTRUCTIVOS :

- 1.- MEDICIONES DE LA RESPUESTA A UNA CARGA ESTÁTICA O A UNA SOLA APLICACION DE CARGA LENTA
- 2.- RESPUESTA A UNA CARGA REPETIDA O DINAMICA
- 3.- RESPUESTA A UNA FUENTE CONTROLADA DE RADIACION

NO DESTRUCTIVOS

METODOS DISPONIBLES PARA DETERMINAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

- TEORIAS MULTICAPA (BURMISTER, ODEMARK Y OTROS)
- ELEMENTO FINITO.

COMPARACION ENTRE PREDICCION Y MEDICIONES

- LAS DISCREPANCIAS NO SIEMPRE SE DEBEN A FALLAS EN LA TEORIA SINO A LAS SERIAS DIFICULTADES EN LA MEDICION DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES
- LA COMPARACION ENTRE AMBAS (TEORIA Y MEDICIONES) ESTA MUY INFLUIDA POR LA COMPLEJIDAD PARA MEDIR LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

METODOS PARA MEDIR LA RUGOSIDAD

- 1.- PERFILOMETRO CHLOE (SLOPE INDICATOR)
- 2.- RUGOMETRO TIPO BUREAU OF PUBLIC ROADS (BPR)
- 3.- PERFILOMETROS TIPO ROAD RESEARCH LABORATORY (RRL) O HVEEN
- 4.- MEDIDORES DE CARRETERAS TIPO (CAR ROAD METER), PCA Y MAYS

EVALUACION DEL PAVIMENTO EN CUANTO A SEGURIDAD

C O M P O N E N T E S :

- 1 - RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO (SKID RESISTANCE)
- 2 - FORMACION DE SURCOS, EN RELACION A LA ACUMULACION DE AGUA O NIEVE (PELIGRO DE ACUAPLANEO)
- 3 - REFLECTIBILIDAD DE LA LUZ
- 4 - LINEAS DE DEMARCACION
- 5 - PARTICULAS SUELTAS U OBJETOS EXTRAÑOS

EVALUACION DE DETERIROS: CONDICIONES SUPERFICIALES

NO CONSTITUYEN EN SI UNA RESPUESTA DEL USUARIO, SE UTILIZA MAS BIEN POR ESTIMAR LAS MEDIDAS DE MANTENIMIENTO PARA PREVENIR EFECTOS ACELERADOS DE DETERIORO O PARA PLANEAR LA REHABILITACION QUE DEBE MEJORAR AL PAVIMENTO.

AUNQUE ES DIFERENTE DE LO QUE ES LA VALUACION DEL COMPORTAMIENTO, AMBOS TIPOS DE EVALUACION SON COMPLEMENTARIOS Y NECESARIOS PARA CONOCER O EVALUAR LOS REQUERIMIENTOS DEL PAVIMENTO.

(VER MODELOS DE REGISTROS)

EVALUACION

1. columnas

EVALUACION

METODO

PROCEDIMIENTO

CAPACIDAD
ESTRUCTURAL

CALAS Y
POZOS

INVESTIGACION DIRECTA POR
METODOS DESTRUCTIVOS

RESPUESTA
INMEDIATA
AL EFECTO
DE CARGAS

MEDIDAS DE
DEFLEXION

VIGA BENKELMAN
DEFLECTOGRAFO LACROIX
DINAFLECT
ROAD RATER
WEIS
DEFLECTOMETRO DE IMPACTO

COMPORTAMIENTO

HISTORIA DE
SERVICIABILIDAD

GRUPO CALIFICADOR
PERFILOMETRO CHLOE
PERFILOMETRO RRL
RUGOMETRO BPR
ROAD METER PCA, MAYS

DETERIORO
SUPERFICIAL

LEVANTAMIENTO
DE DAÑOS

INSPECCION VISUAL
GERPHO

SEGURIDAD

RESISTENCIA AL
DERRAPAMIENTO

PENDULO
MEDIDOR ASTM E 274
SCRIM
MUMETER

COSTOS

REGISTRO DE COSTOS
DE MANTENIMIENTO
Y OPERACION

INFORMACION PROVENIENTE
DEL ORGANISMO RESPONSABLE

ADAPTA

OPINION

INSPECCION VISUAL

MODELO AASHO PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO
DE UN PAVIMENTO

$$GT = \beta (\text{LOG } W_T - \text{LOG } \rho) \quad \text{EC. BASICA ESTABLECIDA DEL TRAMO DE PRUEBA}$$

GT = FUNCION QUE RELACIONA LA PERDIDA DE SERVICIABILIDAD CON EL TIEMPO, T PARA UNA PERDIDA POTENCIAL DEL INDICE DE SERVICIO DE 1.5.

β = FUNCION DE DISEÑO QUE INFLUYE LA FORMA DE LA CURVA DE COMPORTAMIENTO.

= $0.40 + 1094 / (\text{SN} + 1)^{5.19}$, SEGUN TRAMO AASHO PARA CARGAS POR EJE SENCILLO DE 18000 LBS.

SN = NUMERO ESTRUCTURAL

WT = NUMERO DE APLICACIONES DE EJES AL TIEMPO T

ρ = FUNCION DE DISEÑO QUE DENOTA EL NUMERO DE APLICACIONES DE EJES PARA REDUCIR EL NIVEL DE SERVICIO AL NIVEL DE 1.5.

ECUACION FINAL:

$$\begin{aligned} \text{LOG } W_{T18} = & 9.36 \text{ LOG } (SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{LOG}[(4.2-P_T) / (4.2-1.5)]}{0.40 + 1094 / (SN+1)^{5.19}} \\ & + \text{LOG } \frac{1}{R} + 0.372 (S_i - 3.0) \end{aligned}$$

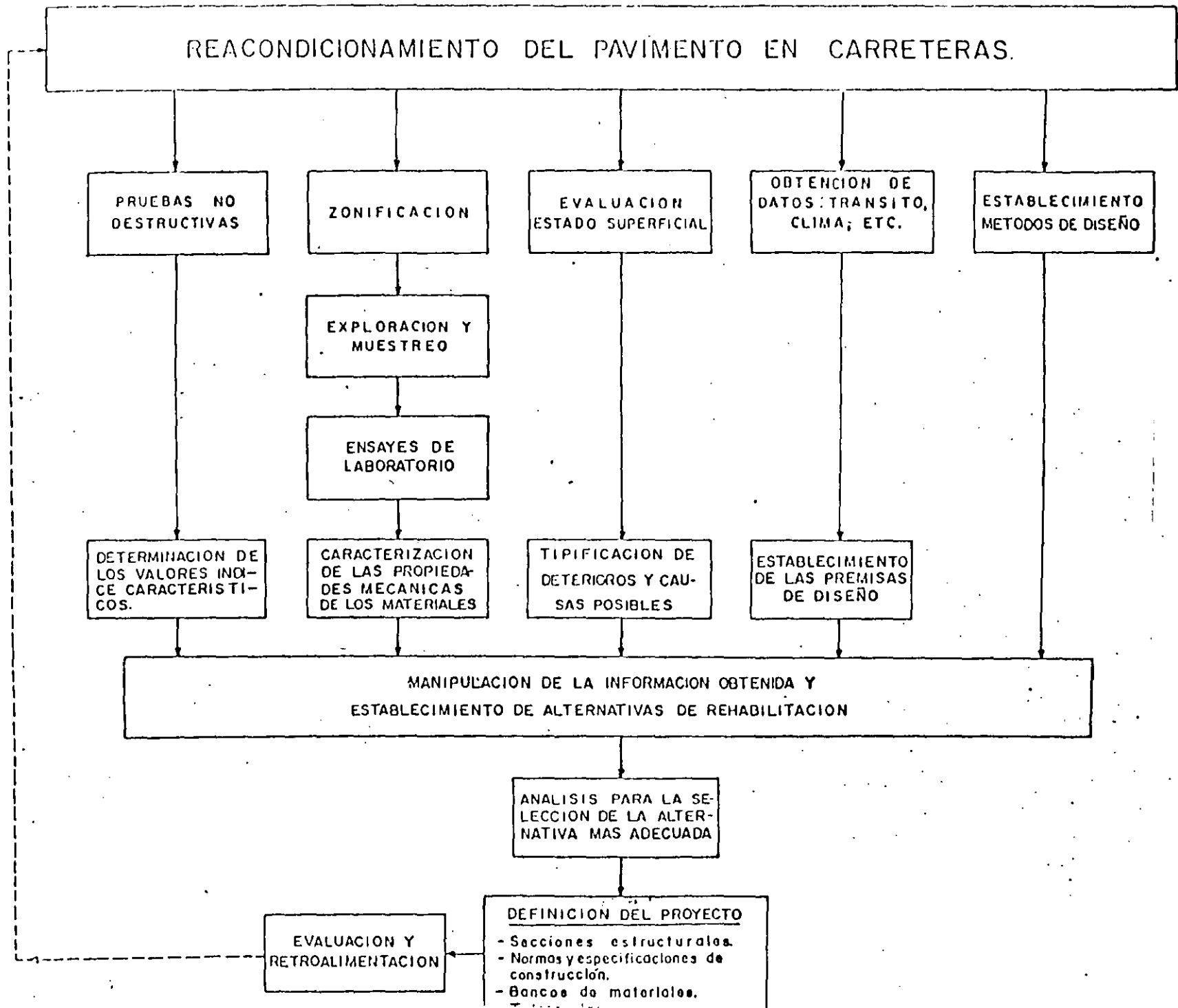
DONDE:

R = FACTOR REGIONAL

S_i = VALOR SOPORTE DEL SUELO, PARA LAS CONDICIONES PARTICULARES DEL SITIO

SN = NUMERO ESTRUCTURAL PONDERADO (PARA EL VALOR SOPORTE Y FACTOR REGIONAL UTILIZADOS)

P_T = INDICE DE SERVICIO MINIMO TOLERABLE



CARRETERA : _____
 TRAMO : _____
 SUBTRAMO : _____
 ORIGEN : _____

CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO

ESTUDIO

EVALUACION DE PAVIMENTOS
 FECHA : _____



KILOMETRAJE

SECCION N°											
CALIFICACION DEL PAVIMENTO ACTUAL	EXCELENTE	5									
	MUY BUENO	4									
	BUENO	3									
	REGULAR	2									
	MALO	1									
	MUY MALO	0									
	INTRANSITABLE	0									
CALIFICACION ACTUAL											
PAVIMENTO ACEPTABLE		SI									
		NO									
		DUDOSO									

OBSERVACIONES : _____

FIG. 2.-FORMA PARA CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO

FIG 3.-CONDICION DEL ESTADO SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO

DETERIORO	TIPO	SIMBOLO	EXTENSION	OBSERVACIONES
AGRIETAMIENTOS	LONGITUDINALES EN LAS RODADAS	A	%	ABERTURA
	FORMA DE MAPA EN EL ANCHO DEL CARRIL	B	%	< 3 mm —
	PIEL DE COCODRILO EN RODADAS	C	%	3-5 mm X
	PIEL DE COCODRILO EN EL ANCHO DEL CARRIL	D	%	> 5 mm XX
ROD E R A S	PROFUNDIDAD DE LA RODERA	E	mm	
B A C H E S	ESPORADICOS	F	✓	MALAS CONDICIONES X
	FRECUENTES	G	✓✓	
	MUY FRECUENTES	H	✓✓✓	
GRIETAS LONGITUDINALES FUERA DE LA RODADA	< 3 mm	J	%	
	3-5 mm	K	%	
	> 5 mm	L	%	
GRIETAS TRANSVERSALES	< 3 mm	M	NUM	
	3-5 mm	N	NUM	
	> 5 mm	P	NUM	
DESPRENDIMIENTOS EN CARPETA	LEVES	R	✓	
	MODERADOS	S	✓✓	
	INTENSOS	T	✓✓✓	
	CALAVERAS	U	✓✓✓✓	
ESTADO DEL RIEGO DE PAVIMENTO	BIEN	V	✓	
	REGULAR	W	✓✓	
	MAL	Y	✓✓✓	

OBSERVACIONES AL DRENAJE Y SUBDRENAJE:

OBSERVACIONES GENERALES:

ESTUDIO

FIGURA Nº 6
EVALUACION DE PAVIMENTOS
FECHA:

5	EXCELENTE	DERRUMBES	
4	MUY BUENO	TRANSITABILIDAD	
3	BUENO	ACOTAMIENTOS	
2	REGULAR	DRENAJE SUPERFICIAL	
1	MALO	CALIFICACION GENERAL	
0	MUY MALO		
	INTRANSITABLE		

ESCALA DE DAÑOS OBSERVADOS	TIPO DE GRIETAS	LONGITUDINALES	
		TRANSVERSALES	
		GALLINERO (7.5cm)	
		COCODRILO (15.0cm)	
		MAPA (300cm)	
		REFLEJADAS	
		FISURAS	
		MENORES (3mm)	
		MENORES (6mm)	
		MAYORES (6mm)	
1: MENOR	ABERTURA		
2: MODERADO			
3: MAYOR			
4: SEVERO	GEOMETRIA	CANALIZACIONES	
		TRANSVERSALES	
REPARACIONES REALIZADAS VISIBLES		LONGITUDINALES	
		ASENTAMIENTOS SUBRASANTE	
		BACHEO SUPERFICIAL	
		BACHEO PROFUNDO	
		RECONSTRUCCION LOCALIZADA	

CONDICIONES CLIMATICAS:

CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS:

OBSERVADOR:

CADENAMIENTOS DE A

CARRETERA:

TRAMO:

SUBTRAMO:

ORIGEN:

TABLA I-1

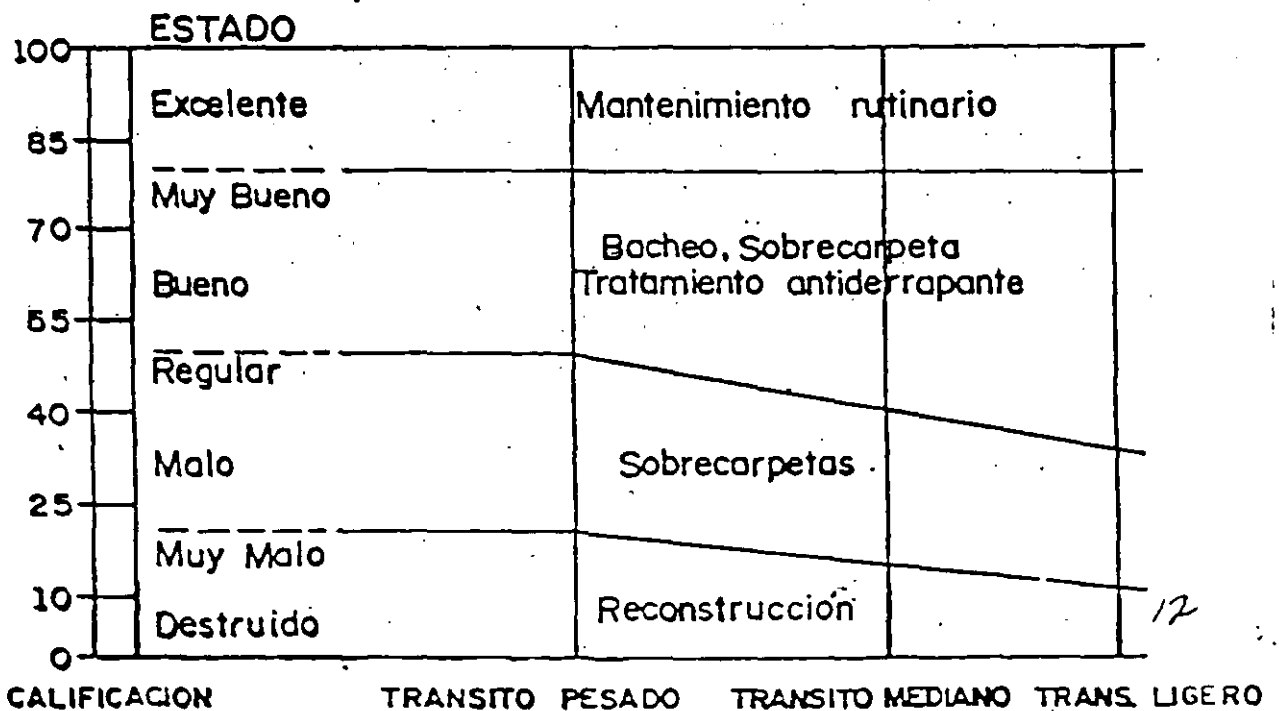
CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO RIGIDO										
Aeropuerto: _____										
Elemento: _____										
Observador: _____										
Fecha: _____										
0: Ninguna 1: Menor 2: Moderada 3: Mayor 4: Severa	TIPO GRIETA	Longitudinal.								
		Transversal.								
		Escamosa o Costrosa.								
		En Esquina.								
		En Orilla								
		Astillamiento o Desconchamiento.								
		Desintegración del Concreto.								
		Hundimientos Diferenciales								
		Bombeo								
		Losas que se botan								
10 } Muy Bien 9 } A		Pérdida del sello de la junta.								
		Grietas sin Sellar.								
8 } Bien 7 } B		Cortes en el Pavimento								
		Parches								
6 } Regular 5 } C		Reconstrucción Localizada.								
		Rugosidad Superficial								
4 } Pobre 3 } D		Drenaje Superficial.								
		Subdrenaje.								
2 } Muy Pobre 1 } E		Condiciones Generales								
		Efectos de las turbinas en el Sello de las Juntas.								
		Defectos en la Superficie								
		Acumulación de Caucho.								
		Trabajos Requeridos								
Observaciones Drenaje:										
Observaciones:										

CARRETERA _____ TRAMO _____
 SUBTRAMO _____ ANCHO CORONA _____ ANCHO CARPETA _____
 PO DE PAVIMENTO _____ FECHA _____

DEFECTOS:		CALIFICACION
Grietas Transversales _____	0-5	_____
Grietas Longitudinales _____	0-5	_____
Piel de cocodrillo _____	0-10	_____
Grietas de contracción _____	0-5	_____
Roderos _____	0-10	_____
Corrugaciones _____	0-5	_____
Desgranamiento _____	0-5	_____
Deformaciones plásticas _____	0-10	_____
Baches _____	0-10	_____
Exceso de asfalto _____	0-10	_____
Agregados pulidos _____	0-5	_____
Deficiencias de drenaje _____	0-10	_____
Calidad de Rodamiento (0 es excelente y 10 es muy malo) _____	0-10	_____
	Suma de Defectos	_____

Calificación de Condición = 100 - Suma de Defectos
 = 100 - _____

Calificación de Condición del Pavimento =



ESTADO : CAMPECHE

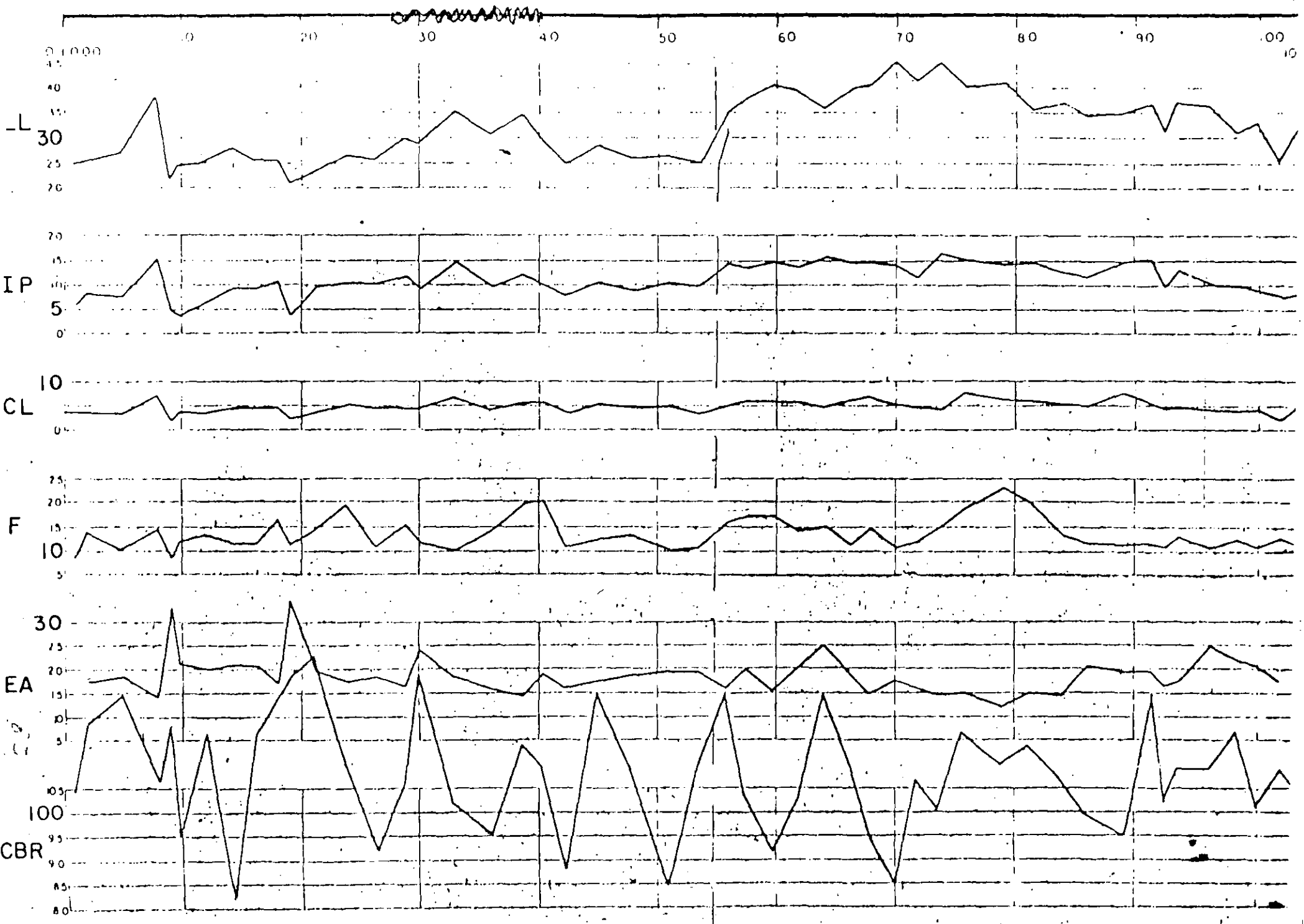
RUTA : 5 MEXICO - PTO. JUAREZ

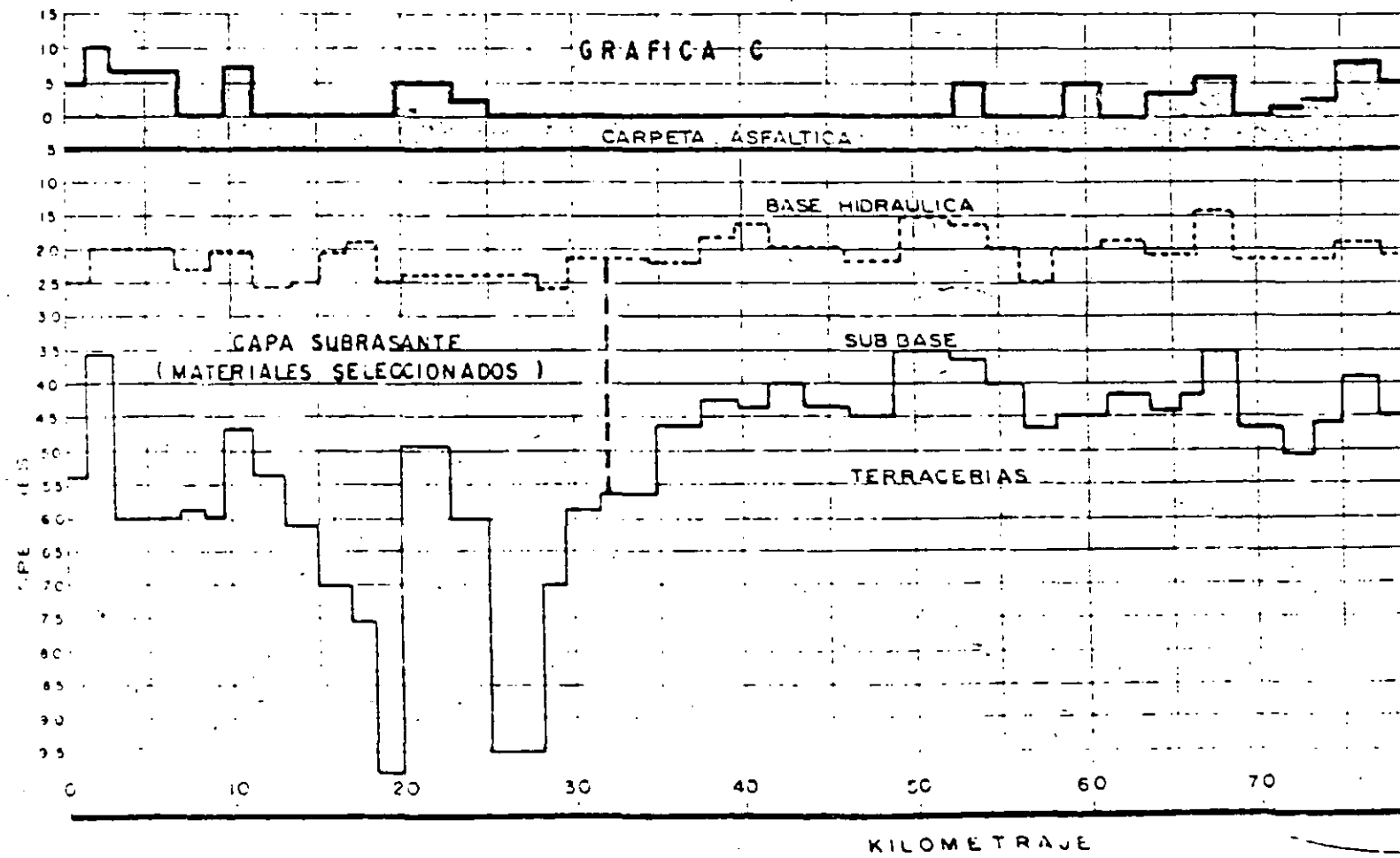
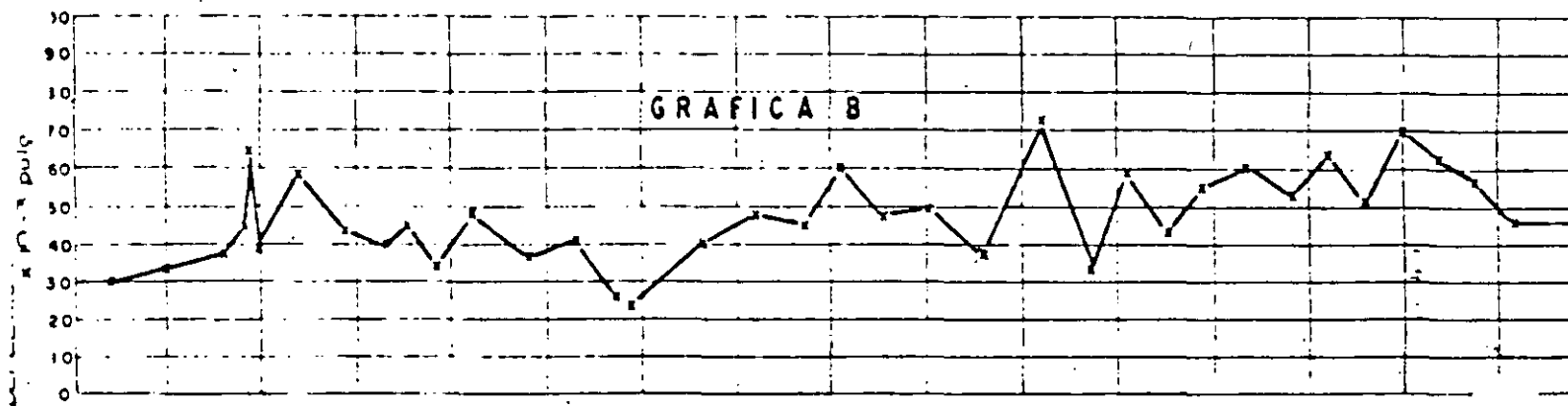
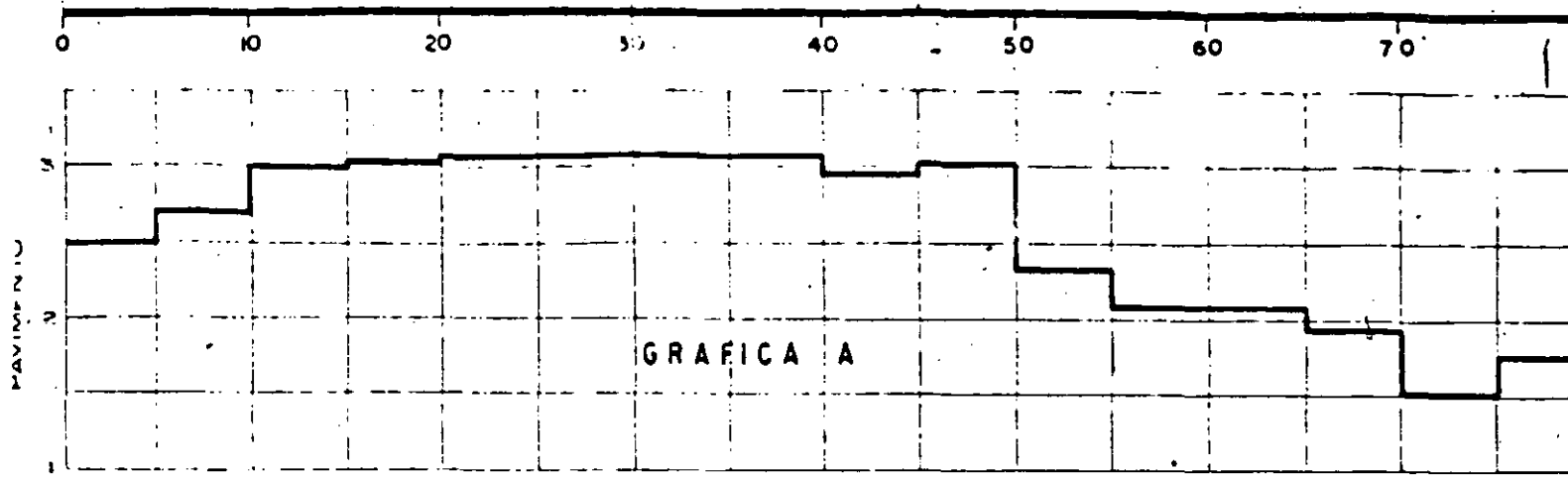
CARRETERA : 186-261

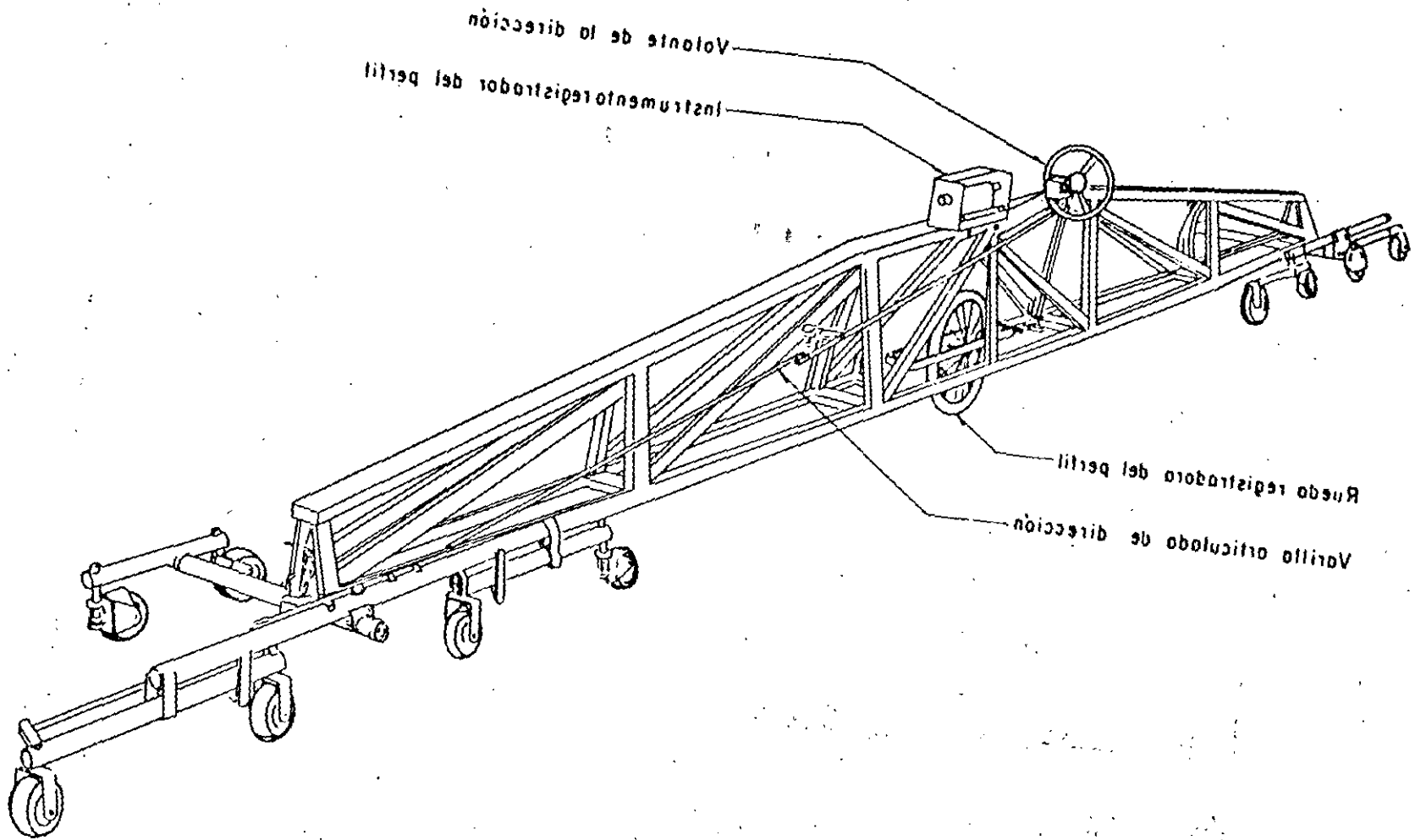
TRAMO : LIM. TAB/CAMP - CHAMPOTON

KM. _____ ORIGEN : _____

CONCEPTO	KILOMETRAJE															
	150+000	154+550	LIM. TAB/CAMP.				298+000	300+000	ESCARCEGA		35+000	CHAMPOTON				
ANTIGUEDAD	MENOS DE 10 AÑOS															
T D P A	1500 - 5000															
VOLUMEN DE TRANSITO PESADO	500 - 1500															
CALIFICACION	2.5-3.5		3.5-5.0		2.5 3.5		3.5 5.0		2.5 3.5		0-2.5		3.5-5.0		0-2.5	
NIVEL SERVICIO	---															
1983	SELLO															
	CARPETA															
1984	SELLO															
	CARPETA															
1985	SELLO															
	CARPETA															
1986	SELLO															
	CARPETA															
1987	SELLO															
	CARPETA															

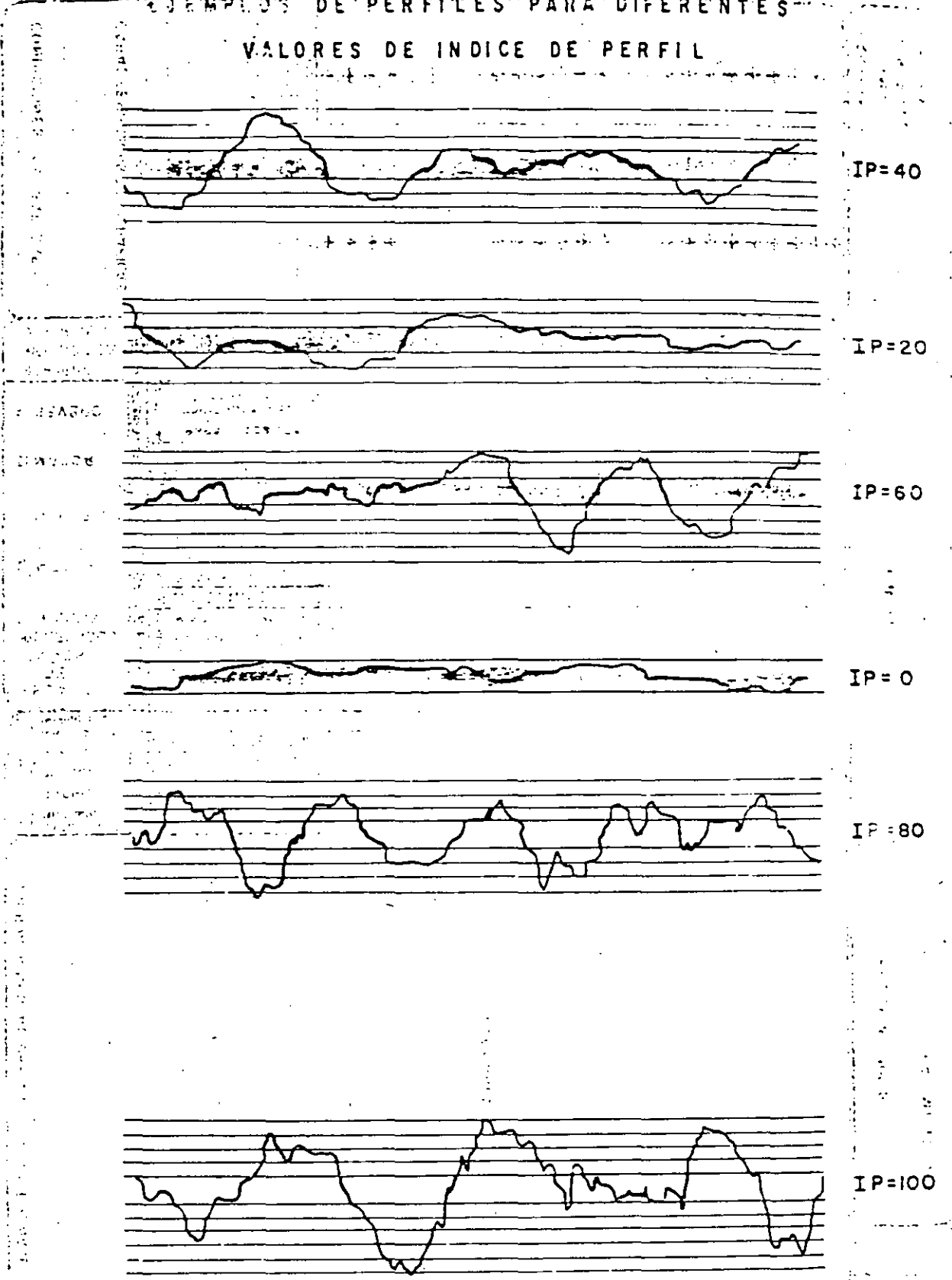






PERFILGRAFO LONGITUDINAL TIPO HVEEM (A00)

EJEMPLOS DE PERFILES PARA DIFERENTES VALORES DE INDICE DE PERFIL



Esc.H. 1:300
Esc.V. 1:1

FIGURA Nº 5

PERFILOGRAFO TRANSVERSAL DE LABORATORIO CENTRAL DE PARIS ⁽²¹²⁾

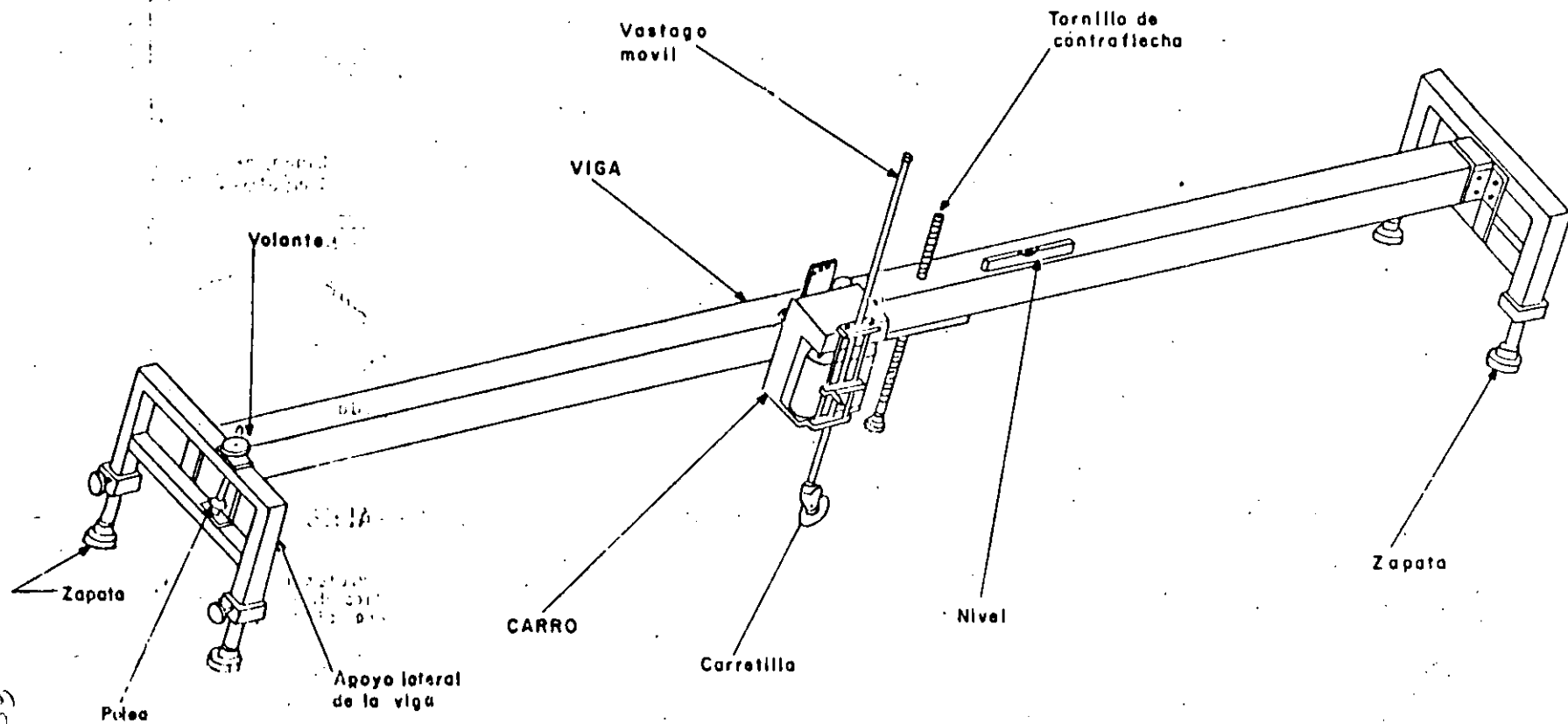
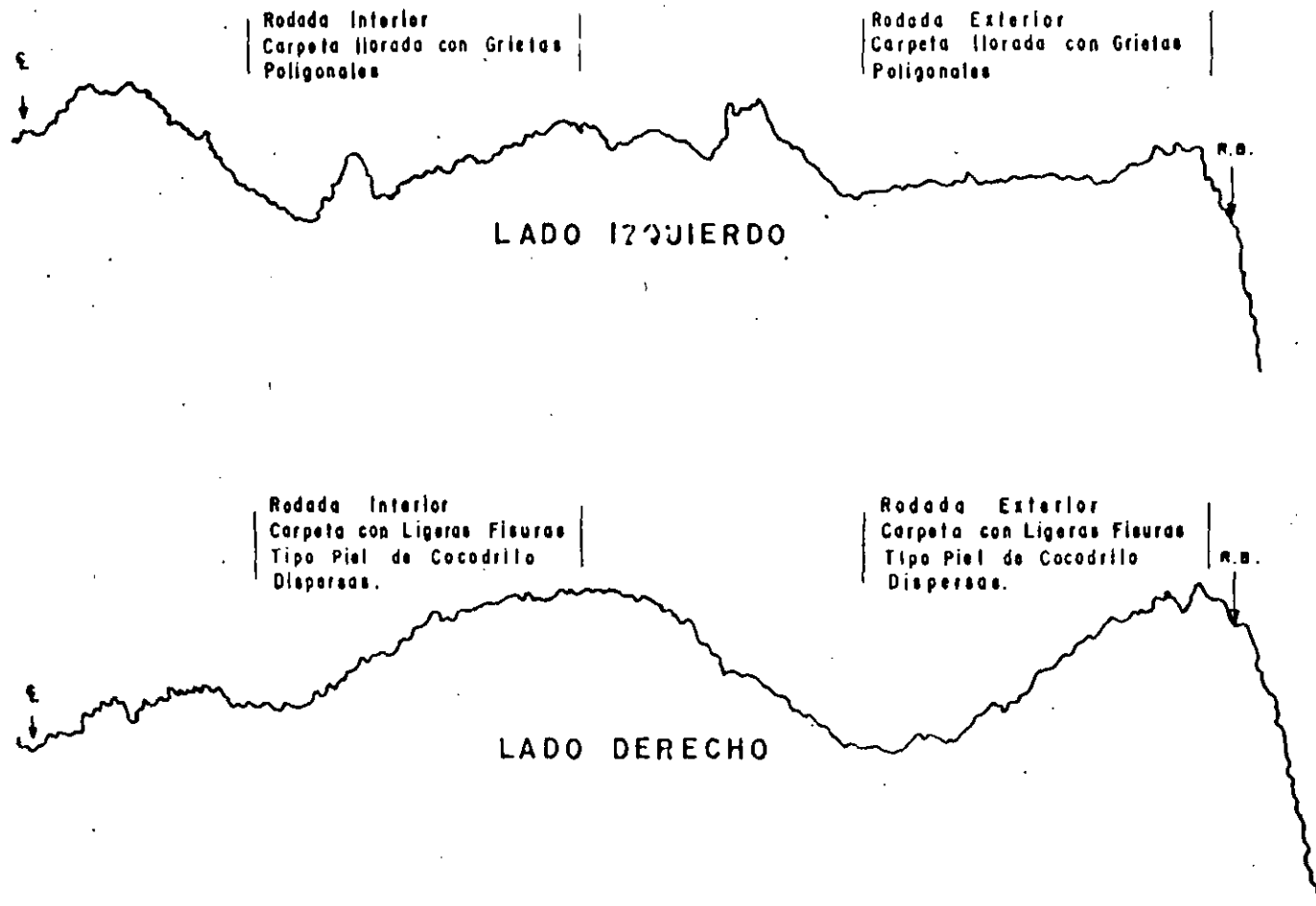


FIGURA Nº 21

PERFILES TRANSVERSALES



HORIZONTAL 1:20
ESCALA VERTICAL NATURAL

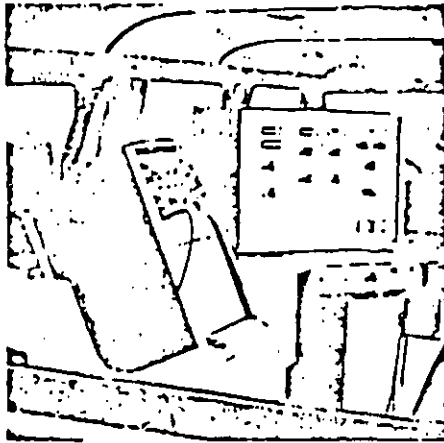
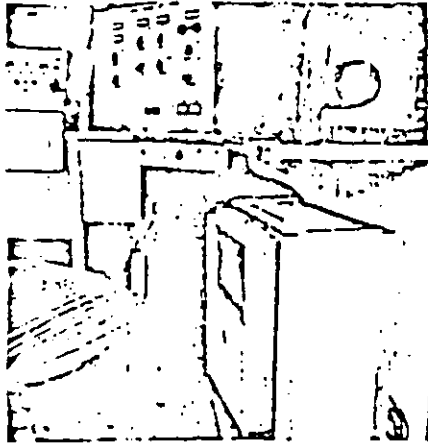
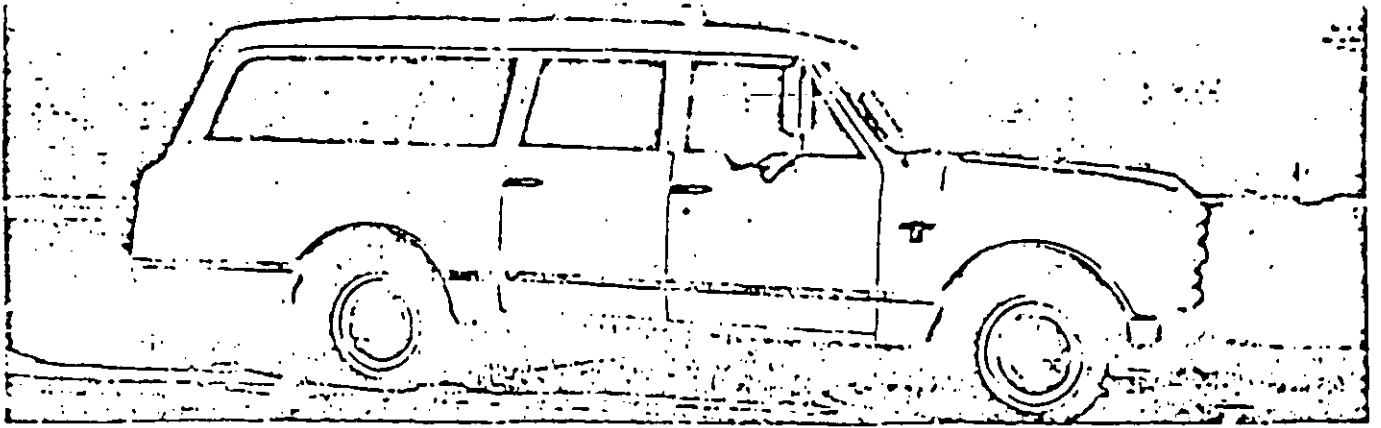


Fig. 16-53. General Motors Road Profiler. (From Ref. 36)

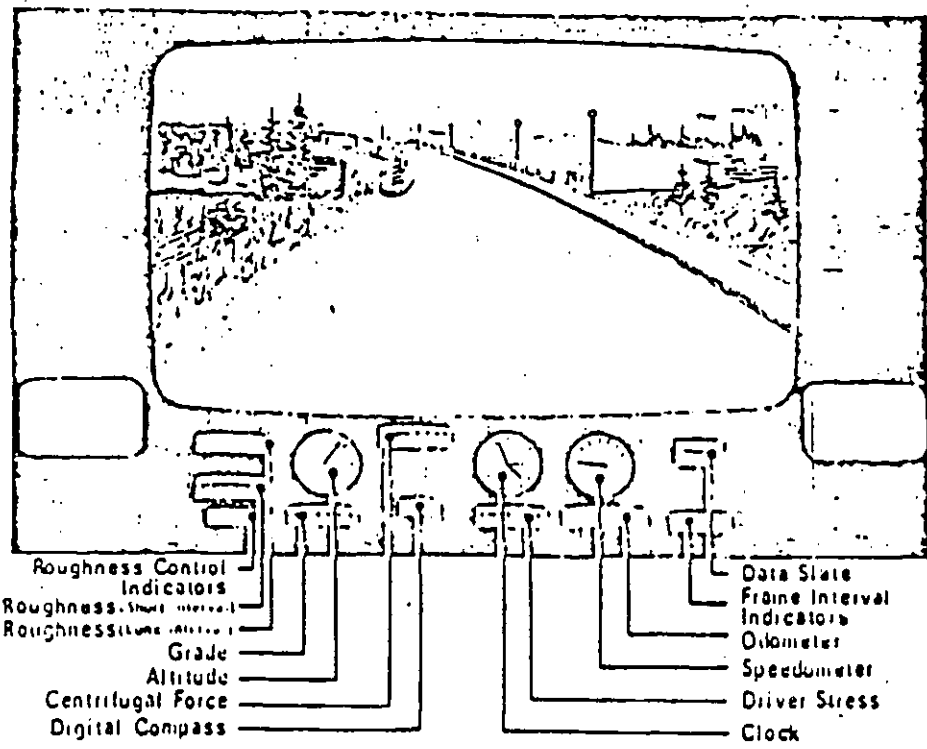
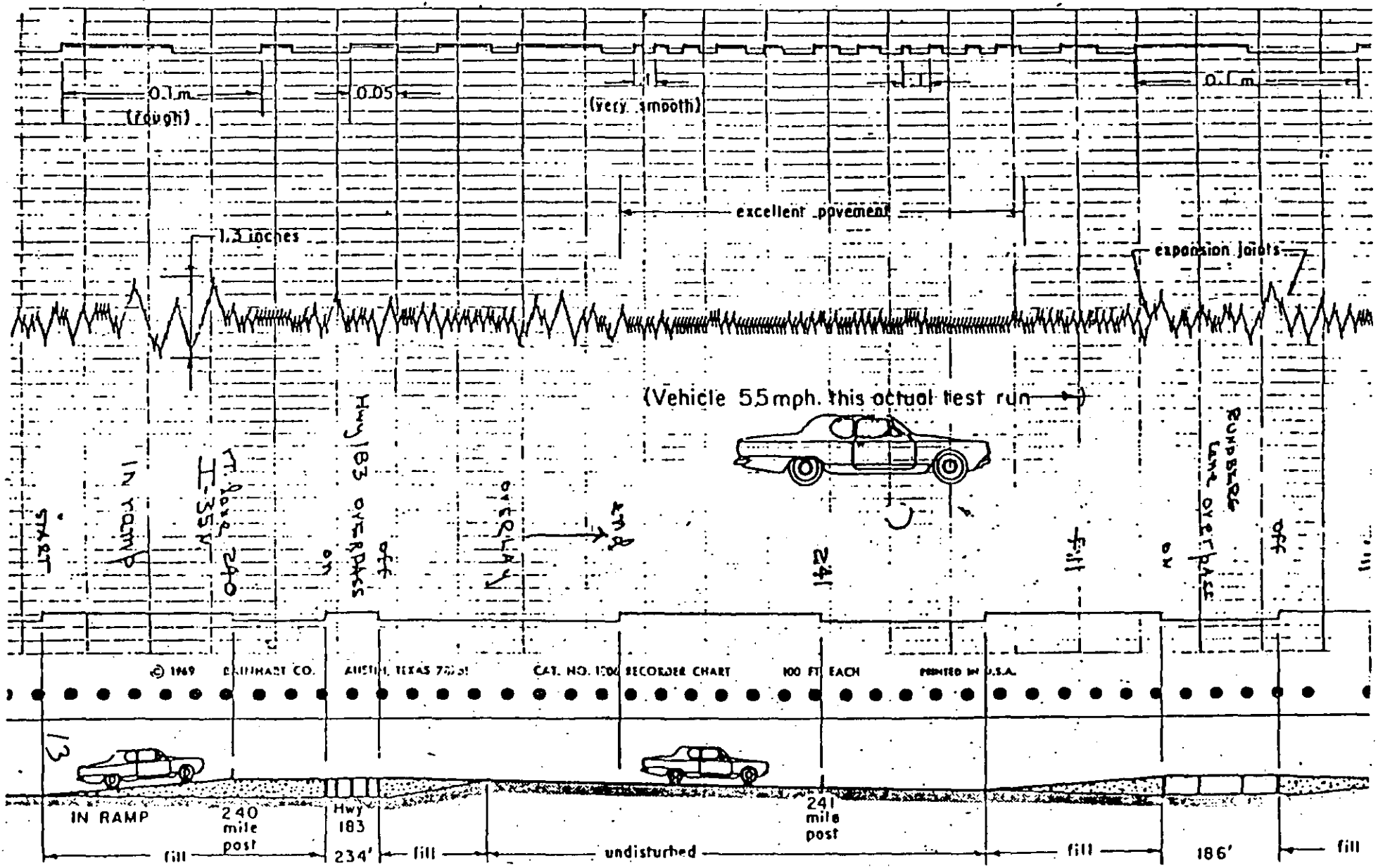


Figure 7.7 Schematic of frame for British Columbia photo inventory.



FACTORES QUE AFECTAN A LA VIDA UTIL DE UN PAVIMENTO

- TRANSITO
- MEDIO AMBIENTE
- CALIDAD DE LOS MATERIALES
- RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE
- CONDICIONES DE DRENAJE
- CALIDAD DE LA CONSTRUCCION
- NIVEL DE MANTENIMIENTO

CLASIFICACION DE DETERIOROS DE LOS PAVIMENTOS

FORMA	TIPO	DESCRIPCION
AGRIETAMIENTO	COCODRILO	POLIGONOS MENORES DE 30 CM
	LONGITUDINAL	GRIETAS LINEALES A LO LARGO DEL PAVIMENTO
	TRANSVERSALES	GRIETAS LINEALES TRANSVERSALES AL PAVIMENTO
	IRREGULARES	GRIETAS NO CONECTADAS CON PATRON INDEFINIDO
	MAPA BLOQUE	POLIGONOS MAYORES DE 30 CM GRIETAS INTERCONECTADAS CON PATRON RECTANGULAR, CON ESPACIAMIENTOS MAYORES DE UN METRO
DESINTEGRACION	DESGRANAMIENTO	PERDIDA DE PARTICULAS
	BACHES	CAVIDADES (MAYORES DE 15 CM DE DIAMETRO Y MAS DE 5 CM DE PROFUNDIDAD)
	FRACTURAS EN LAS ORILLAS	PERDIDA DE FRAGMENTOS EN LA ORILLA DEL PAVIMENTO
DEFORMACION	RODAS	DEPRESION LONGITUDINAL EN LAS RODADAS
	DEPRESION	DEFORMACION EN FORMA DE CUENCA
	PROTUBERANCIA	ELEVACION LOCALIZADA EN LA SUPERFICIE
	BORDO	ELEVACION LONGITUDINAL DE LA SUPERFICIE
	CORRUGACION	DEPRESIONES TRANSVERSALES POCO ESPACIADAS
	ONDULACION	DEPRESIONES TRANSVERSALES CON ESPACIAMIENTO MAYOR DE 5 M
	RUGOSIDAD	IRREGULARIDAD DE LA SUPERFICIE EN LAS RODADAS
BAJA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO	SUPERFICIE LISA	PULIMENTO DE AGREGADOS, EXPULSION DE ASFALTO, PRESENCIA DE HULE, - ARCILLA, ETC.

DETERIOROS TÍPICOS DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

1.- AGRIETAMIENTOS

- 1.1.- PIEL DE COCODRILO
- 1.2.- GRIETAS EN ORILLA
- 1.3.- JUNTAS ENTRE PAVIMENTOS Y ACOTAMIENTOS
- 1.4.- JUNTAS DE CONSTRUCCION LONGITUDINALES
- 1.5.- GRIETAS DE REFLEXION
- 1.6.- GRIETAS DE CONTRACCION
- 1.7.- GRIETAS DE DESLIZAMIENTO DE CARPETA
- 1.8.- JUNTAS DE AMPLIACIONES DE PAVIMENTO

2.- DEFORMACIONES Y DISTORSIONES

- 2.1.- CANALIZACIONES O RODERAS
- 2.2.- CORRUGACIONES Y PROTUBERANCIAS
- 2.3.- DEPRESIONES
- 2.4.- EXPANSIONES
- 2.5.- DEPRESIONES O ASENTAMIENTOS EN RELLENOS

3.- DESINTEGRACION

- 3.1.- BACHES
- 3.2.- DISGREGACION

4.- BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

- 4.1.- SANGRADO O EXPULSION DE ASFALTO
- 4.2.- PULIMENTO DE AGREGADOS

5.- PROBLEMAS DERIVADOS DE LA APLICACION INCORRECTA DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

- 5.1.- DESPRENDIMIENTO DE AGREGADOS
- 5.2.- RAYADO LONGITUDINAL
- 5.3.- RAYADO TRANSVERSAL

CUADRO 1

CLASIFICACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE FALLAS QUE SE PRESENTAN EN LOS PAVIMENTOS

TIPOS DE FALLAS	FORMAS COMO SE MANIFIESTAN EN PAVIMENTOS FLEXIBLES
-----------------	--

I.- DISTORSIONES

Baches
Asentamientos
Ondulaciones
Corrugaciones de la carpeta
Desplazamientos o corrimientos de la carpeta.
Levantamientos del pavimento o bufamientos.
Rodadas marcadas en la carpeta
Surcos
Depresiones en zanjas no bien rellenas.

II.- AGRIETAMIENTOS

Grietas longitudinales en las orillas o en el centro.
Grietas transversales por reflexión o por contracción.
Grietas en forma de mapa o de piel de cocodrilo, limitando piezas pequeñas de carpeta (10 a 40 cm de lado) o piezas grandes (más de 40 cm)
Grietas por corrimientos de la carpeta.
Grietas parabólicas en la carpeta (zonas de desaceleración).

III.- DESINTEGRACIONES

Desprendimientos del material pétreo de la carpeta o del riego de sello.
Desprendimiento de la película de asfalto del material pétreo.
Desprendimientos de la carpeta, como capa.
Rompimientos de las partículas del material pétreo, que propicien su desprendimiento.

IV.- DEFECTOS VARIOS

Superficies lisas o derrapantes (aflojamiento de asfalto o materiales que se pulen fácilmente).
Zonas con asfalto descubierto en carpetas de riegos o en riegos de sello - (desprendimientos del material pétreo o ausencia original de éste).
Superficies "rayadas" en carpetas de riegos o en riegos de sello (falta de uniones correctas entre las fajas de riego o deficiencias en la aplicación del asfalto).

CAUSAS QUE ORIGINAN FALIAS EN LOS PAVIMENTOS Y QUE NO
PROVIENEN DIRECTAMENTE DE ESTOS.

PARTE FUNDAMENTAL DE LA OBRA
EN QUE SE ORIGINAN LAS FALIAS

C A U S A S

I.- TERRENO DE CIMENTACION

Mala calidad del material (suelos orgánicos, suelos expansivos, suelos resistentes, etc.), asociada a variaciones en el contenido de agua, que producen cambios volumétricos perjudiciales.
Baja capacidad de carga o falta de compactación del suelo.

II.- TERRACERIAS

CORTES

Inestabilidad de los materiales de los taludes, que producen deslizamientos o derrumbes sobre el pavimento (por mala calidad del material, cambios volumétricos perjudiciales con las variaciones de humedad, materiales erosionables, presencia de estratos de suelos o mantos de roca con inclinación desfavorable, taludes no bien afinados o con poca inclinación para las condiciones del material, etc.)
Espesor insuficiente de la capa subrasante, mala calidad del material de ésta y/o baja compactación.

TERRAPLENES

Mala calidad de los materiales del cuerpo del terraplén y/o de la capa subrasante.
Acomodo inadecuado de los materiales o falta de compactación.
Materiales erosionables en los taludes, sin la adecuada protección.
Exceso en el contenido de agua de los materiales y/o cambios volumétricos -- perjudiciales con las variaciones de humedad.
Falta de escalones de liga cuando éstos son necesarios.

III.- OBRAS DE DRENAJE

Insuficiencia de alcantarillas y/o de puentes en cuanto a su capacidad o número
Ubicación incorrecta o inadecuada de las obras.
Uso de materiales de mala calidad o inadecuados en la construcción de estas obras.

Defectos de construcción de estas obras.

Falta de protección (recubrimiento) de cunetas y/o contracunetas o falta de estas obras.

Falta de conservación y limpieza de las obras para remover azolves u otras obstrucciones, rehacer canalizaciones, etc.

CUADRO 3

CAUSAS QUE ORIGINAN FALLAS U OTROS DEFECTOS EN LOS PAVIMENTOS Y QUE
PROVIENEN DIRECTAMENTE DE ESTOS.

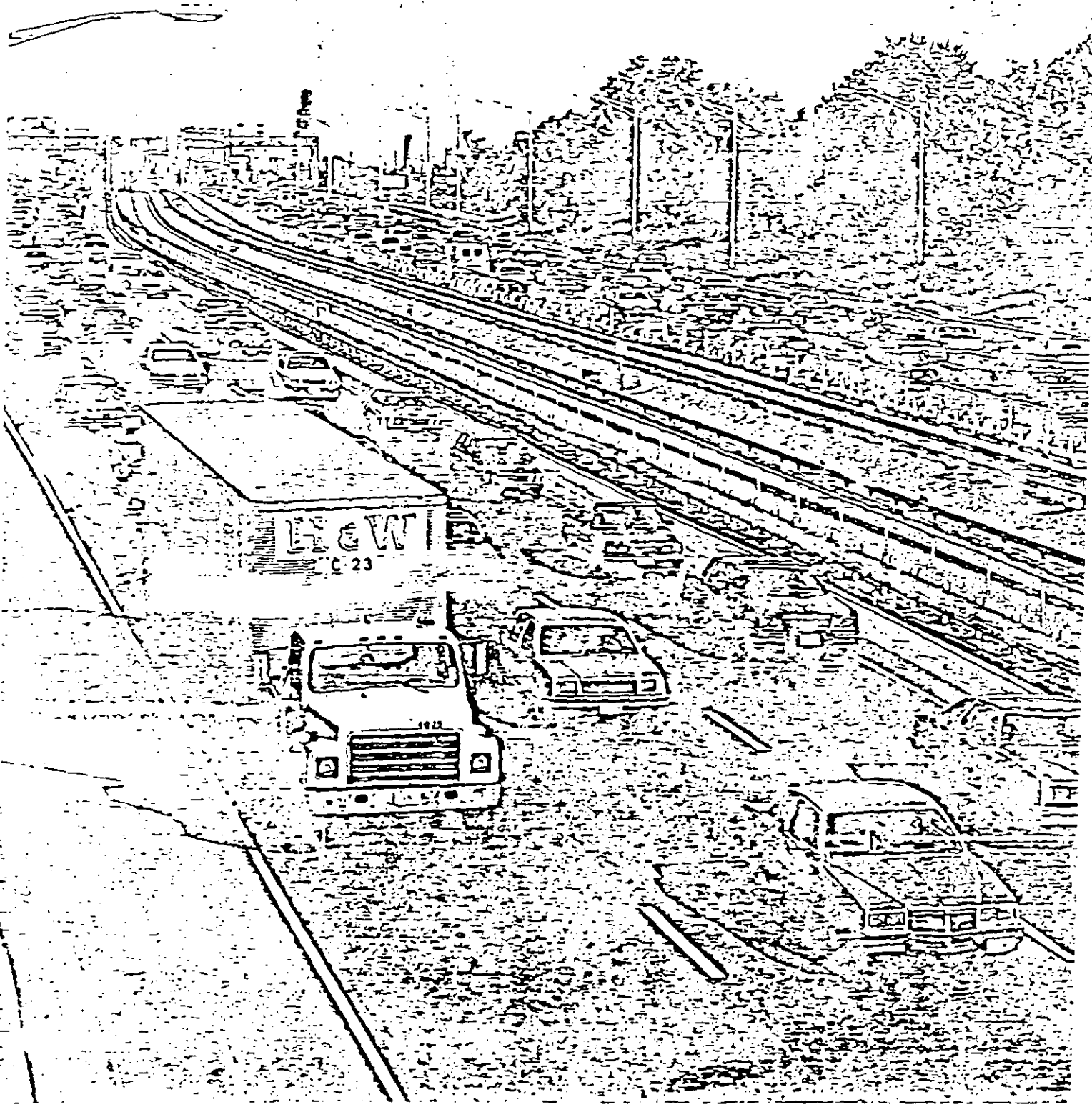
CAPA O INTERFASE EN QUE SE ORIGINAN -- LAS FALIAS.	CAUSAS
SUB-EASE	Mala calidad del material utilizado Baja compactación Falta de espesor Contaminación con el material de las terracerías Defectos de construcción y/o de acabados.
BASE	Mala calidad del material utilizado Baja compactación Falta de espesor Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto de Impregnación. Falta de limpieza y/o barrido de la superficie de la base al momento de Impregnar. Defectos de construcción y/o de acabados. Defectos de la base Impregnada por exposición excesiva al tránsito y a los efectos del clima, antes de protegerla con la carpeta.
RIEGO DE IMPREGNA- CIÓN.	Tipo Inadecuado de asfalto o mala calidad del producto. Cantidad excesiva de asfalto. Cantidad escasa de asfalto. Tránsito demasiado pronto sobre el riego de asfalto. Asfalto frío (viscosidad alta) que impide su penetración en la base. Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolizadora o al operador). Exceso de arena de "poreo", cuando éste se usa.

CUADRO 3

CAPA O INTERFASE EN QUE SE ORIGINAN LAS FALIAS.	CAUSAS
<p>RIEGO DE LIGA EN -- CARPETAS DE MEZCLAS ASFALTICAS O DE RIE- GOS.</p>	<p>Tipo Inadecuado de asfalto o mala calidad del producto. Cantidad excesiva de asfalto Cantidad escasa de asfalto. Asfalto muy frío o que ha perdido su poder de aglutinación, al momento de tender la carpeta (de mezcla en el lugar) o de cubrirse con los materiales pétreos (carpetas de riegos). Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolizada<u>ra</u> o al operador).</p>
<p>CARPETA DE RIEGOS.</p>	<p>Mala calidad de los materiales pétreos empleados o granulometrías defectuosas de éstos. Falta de afinidad de los materiales pétreos con el asfalto. Cantidades escasas de los materiales pétreos. Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de su aplicación Tránsito sobre el riego de asfalto antes de cubrir con el pétreo. Tránsito demasiado pronto sobre el material pétreo aplicado, principalmente cuando los vehículos no circulan a velocidades bajas. Defectos de construcción de la carpeta (falta de rastreos, planchado o barrido de los materiales pétreos, traslapes incorrectos de -- los riegos, distribución no uniforme de los materiales, etc.)</p>
<p>CARPETA DE MEZCLA ASFALTICA EN EL LU GAR.</p>	<p>Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría. Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto. Exceso de asfalto en la mezcla. Cantidad escasa de asfalto en la mezcla. Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de agregar en asfalto. Tipo de asfalto Inadecuado en la mezcla o mala calidad del producto utilizado.</p>

CUADRO 3

CAPA O INTERFASE EN QUE SE ORIGINAN LAS FALLAS:	CAUSAS:
CARPETA DE MEZCLA - ASPALTICA EN EL LUGAR (Continuación)	<p>Contenido elevado de agua y/o de solventes en la mezcla, al momento de tender.</p> <p>Falta de uniformidad en la incorporación del asfalto en la mezcla.</p> <p>Baja temperatura del asfalto al aplicarlo al pétreo.</p> <p>Escaso espesor de la tapa.</p> <p>Baja compactación de la mezcla.</p> <p>Defectos de construcción en el tendido y/o de acabados.</p> <p>Baja resistencia de la mezcla.</p> <p>Mezcla asfáltica muy permeable, sin proteger con algún tratamiento de sellado.</p> <p>Rigidez relativamente alta de la carpeta.</p>
CARPETA DE MEZCLA EN CALIENTE (CONCRETO ASFALTICO)	<p>Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría.</p> <p>Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto.</p> <p>Exceso de asfalto en la mezcla.</p> <p>Cantidad escasa de asfalto en la mezcla.</p> <p>Tipo de asfalto inadecuado en la mezcla o mala calidad del producto utilizado.</p> <p>Temperatura baja del asfalto y/o del material pétreo al elaborar la mezcla.</p> <p>Temperatura excesiva de calentamiento del cemento asfáltico y/o del material pétreo al elaborar la mezcla.</p> <p>Defectos de tendido y/o de acabado de la mezcla.</p> <p>Mezcla relativamente fría al tender y/o al compactar.</p> <p>Baja compactación de la mezcla.</p> <p>Espesor escaso de la capa.</p> <p>Baja estabilidad de la mezcla.</p> <p>Mezcla muy permeable (vacíos elevados), sin proteger con un tratamiento de sellado.</p> <p>Rigidez relativamente alta de la carpeta.</p>
RIEGO DE SELLO.	<p>Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría.</p> <p>Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto.</p> <p>Exceso o escasez de material pétreo y/o de asfalto.</p> <p>Asfalto inadecuado o mala calidad del producto.</p> <p>Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de su aplicación.</p> <p>Tránsito sobre el riego de asfalto, antes de cubrir con el pétreo.</p> <p>Asfalto muy frío o que ha perdido su poder de aglutinación, al momento de cubrirlo con el material pétreo.</p> <p>Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolización y/o al operador).</p> <p>Tránsito demasiado pronto sobre el material pétreo aplicado, especialmente cuando los vehículos no circulan a bajas velocidades.</p> <p>Defectos de construcción (distribución no uniforme del material, falta de rastreos, planchado o barrido del material, traslapes entre los riegos, etc.).</p>



C U A D R O 4

EJEMPLOS SOBRE TIPOS DE FALIAS COMUNES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES, SUS POSIBLES CAUSAS Y CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION.

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALIA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALIA DESCRIPCION	DE LA FALIA SUS POSIBLES CAUSAS	CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
DISTORSIONES	BACHES (Deformaciones locales en que se ha destruido - parcial o total - mente el pavimento. Se asocian con agrietamientos y con altos contenidos de agua en los materiales)	<p>Baja compactación de las capas inferiores del pavimento.</p> <p>Penetración del agua a la parte inferior del pavimento por acumulaciones de la misma en zonas con defecto de acabado, o deformadas.</p> <p>Contaminaciones de la sub-base y/o base con el material de las terracerías.</p> <p>Pavimento sub-diseñado para las cargas que por el tránsito.</p>	<p>Cajear rectangularmente el área fallada, eliminando los materiales de mala calidad o que presenten humedad excesiva. Rellenar con materiales de características adecuadas, reponiendo la estructura del pavimento mediante capas debidamente compactadas. Las paredes de la caja deben hacerse verticales y 2 de sus lados serán normales a la dirección del tránsito. La caja debe abarcar cuando menos 30 cm dentro de la zona aparentemente sana, adyacente al área fallada. Se procurará, mediante una regla, que el nivel superior del relleno quede bien perfilado respecto al resto de la sección transversal.</p> <p>Si los baches se manifiestan en zonas de cortes, es conveniente revisar y corregir previamente las deficiencias de drenaje.</p>
	ASENTAMIENTOS (Descensos en el nivel original de la superficie)	<p>Compactación o reacomodo local de una o varias capas del pavimento, o de las terracerías, que produce un descenso pequeño y más o menos uniforme de la superficie.</p>	<p>Renivelar con mezcla asfáltica, limpiando previamente la superficie y dando un riego de liga.</p>

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
DISTORSIONES	ASENTAMIENTOS (Continuación)	Movimientos o deslizamientos locales de los terraplenes, -- que dan lugar a desniveles relativamente fuertes de la superficie del pavimento.	Reparar debidamente la zona de asentamiento, re-construyendo por capas la sección original. Es necesario revisar y corregir deficiencias en el anclaje de los terraplenes (falta de escalones de llaga) y/o en el drenaje del área afectada.
	ONDULACIONES (Levantamientos de la superficie en forma de ondas más o menos pronunciadas, transversalmente al sentido de la circulación)	Movimientos plásticos de la carpeta en lugares donde se presentan fuertes esfuerzos de arranque y frenaje, como es el caso de zonas cercanas al cruce de carreteras con vías de ferrocarril.	Escarificar y eliminar la carpeta. Recompactar la base. Construir una nueva carpeta de espesor y resistencia adecuados.
		Carpeta con baja estabilidad, -- por exceso de asfalto o de solventes en la mezcla, exceso de finos en el material pétreo, o -- por ser éste de naturaleza redondeada; también puede deberse a la baja estabilidad de la mezcla al empleo de un asfalto demasiado blando.	Levantar la carpeta y corregir la mezcla, si esto es posible, para aprovecharla nuevamente. La corrección puede consistir en orarla para hacer que pierda solventes, para agregarle material pétreo adicional de mejores características, etc. Si no es posible aprovechar la carpeta, será necesario eliminarla y construir una nueva de la calidad y espesor adecuados.

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA	DESCRIPCION SUS POSIBLES CAUSAS	CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
DISTORSIONES	DESPLAZAMIENTOS O CORRI-MIENTOS DE LA CARPETA. (principalmente en las orillas).	Baja estabilidad de la mezcla. Tránsito pesado antes de compactar debidamente la mezcla. Exceso en el asfalto del riego de liga.	Eliminar la carpeta desplazada, cajando rectangularmente la zona afectada. Reponer la carpeta en forma adecuada y sellar la nueva capa.
	SURCOS O RODADAS MARCADAS.	Efecto de tránsito pesado en zonas subdiseñadas o deficientemente construidas del pavimento. Paso del tránsito de vehículos o del equipo de construcción sobre la carpeta recién tendida o sin la debida compactación.	Renivelar con mezcla asfáltica de características adecuadas; previamente, delimitar el área, limpiarla de materias extrañas y dar un riego de liga.
	DEPRESIONES EN ZANJAS NO BIEN RELLENADAS.	Falta de acomodo adecuado o de compactación en los materiales del relleno o insuficiencia en el volumen de material.	Renivelar adecuadamente con mezcla asfáltica, previa limpieza de la superficie y aplicación de asfalto de liga.
AGRIETAMIENTOS.	GRIETAS LONGITUDINALES EN LAS ORILLAS.	Cambios volumétricos de los materiales de terracerías con altos contenidos de arcilla, por efectos de humedecimiento y secado. Ampliación del camino o de la pista, no bien ligadas a la sección antigua. Ligeros movimientos o asentamientos de los terraplenos por su propio peso o de ten	Si las grietas son muy finas (de aberturas muy pequeñas), es bastante difícil rellenarlas y a veces sólo hay que limitarse a tenerlas en observación para ver la forma como progresan. Cuando es factible, se sellan con emulsión asfáltica o con asfaltos rebajados. Si las grietas tienen una abertura del orden de 30 mm. o más, se pueden calafatear con un mortero asfáltico o con una mezcla asfáltica con rebajado y arena o bien con un cemento asfáltico. Existen también en

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALIA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALIA DESCRIPCION SUS POSIBLES CAUSAS	CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
AGRIETAMIENTOS	GRIETAS LONGITUDINALES EN LAS ORILLAS. (Continuación)	<p>el mercado productos especiales a base de asfalto, para el rellenado de grietas.</p> <p>La zona de las grietas por sellar debe barrerse con una escoba manual y de ser posible, conviene utilizar aire comprimido para limpiar mejor las aberturas por donde entrará el material sellante.</p> <p>El mortero asfáltico o la mezcla de asfalto rebajado y arena, se aplicarán manualmente y deben tener la fluidez adecuada para penetrar en las grietas. Puede ser necesario que sobre la superficie del sellante recién aplicado se riegue arena seca, para que el tránsito no lo levante.</p>
	<p>GRIETAS LONGITUDINALES EN EL CENTRO.</p> <p>Defectos de tendido de la mezcla asfáltica, principalmente.</p> <p>Por reflexión de grietas en la capa subyacente, tratándose de una sobrecarpeta.</p>	<p>Calafatear debidamente las grietas, de acuerdo con lo descrito en el caso anterior.</p>
	<p>GRIETAS TRANSVERSALES.</p> <p>Reflexión de defectos existentes en la capa subyacente, que en ocasiones es un pavimento rígido.</p> <p>Contracciones de la sub-base o base estabilizadas con cemento Portland.</p>	<p>Proceder en forma similar a los descritos en el caso del arreglo de grietas longitudinales.</p> <p>Puede ser conveniente aplicar un riego de sello abarcando toda el área agrietada.</p>

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS PROBABLES CAUSAS	
AGRIETAMIENTOS	GRIETAS EN FORMA DE MAPA O DE PIEL DE COCODRILO.	<p>Deflexiones excesivas o deformaciones en la carpeta por acción del tránsito pesado. Carpeta rígida.</p> <p>Capa subrasante, sub-base y/o base inestables, generalmente por altos contenidos de agua.</p> <p>Espesor insuficiente del pavimento, para las cargas que soporta.</p> <p>Etc.</p>	<p>Si el agrietamiento no ha originado movimientos en los fragmentos de carpeta y el área no está muy deformada, podría procederse a un calafateo o tratamiento de las grietas, en la forma descrita anteriormente para el caso de las grietas longitudinales, pero las más de las veces esto constituye sólo un arreglo temporal, incluso cuando se aplica mortero asfáltico o mezcla de rebajado y arena a toda el área agrietada.</p> <p>Por lo general, es necesario cajear, eliminar la carpeta agrietada y los materiales de mala calidad o con exceso de humedad de las capas inferiores y reponer los materiales extraídos con otros adecuadamente colocados, en forma similar a lo descrito en el caso del arreglo de baches.</p> <p>Si este tipo de fallas tiende a abarcar áreas más o menos grandes, es necesario analizar el diseño y la construcción del pavimento y el drenaje.</p>
	GRIETAS POR CORRIENTO DE LA CARPETA	<p>Baja estabilidad de la mezcla a los esfuerzos laterales originados por el tránsito.</p> <p>Exceso de asfalto en el riego de liga.</p> <p>Tránsito demasiado pronto sobre la carpeta recién tendida.</p>	<p>Si el agrietamiento se ha detenido y no se presentan desplazamientos notables o corrugaciones en la carpeta, puede ser suficiente con calafatear o tratar las grietas en la forma descrita para casos anteriores.</p> <p>Si la carpeta, además de agrietada, está desplazada, corrida y/o deformada, tendrá que levantarse y reponerse adecuadamente.</p>

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FA- LIA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALIA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
AGRIETAMIENTOS	GRIETAS PARABOLICAS.	Corrimientos de la carpeta en zonas de desaceleración. Corrimientos de la carpeta por escaso o nulo asfalto de liga.	Proceder en forma similar al caso anterior.
DESINTEGRACIONES.	DESPRENDIMIENTO DEL MATERIAL PÉTREO DE LA CARPETA O DEL RIEGO DE SELLO.	Escasa cantidad de asfalto en la mezcla o en el riego de sello. Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto. Falta de compactación de la mezcla o de planchado de los materiales pétreos, según el caso.	Previo barrido de la superficie, aplicar un riego ligero, bien distribuido y correctamente dosificado, de asfalto rebajado o de emulsión asfáltica, para evitar que el material se continúe desprendiendo. Si el desprendimiento es atribuible a la poca afinidad del material pétreo con el asfalto, se procurará que el material asfáltico que se emplee satisfaga esta propiedad, bien sea solo o mediante el uso de algún aditivo adecuado. Si el desprendimiento del material es muy pronunciado, puede requerirse la aplicación de un nuevo riego de sello o de una sobrecarpeta y riego de sello, de características adecuadas.
	DESPRENDIMIENTOS DE LA PELICULA DE ASFALTO DEL MATERIAL PÉTREO (MEZCLA ASFALTICA)	Escasa o nula afinidad del material pétreo con el asfalto utilizado en la mezcla.	Dar un riego, en proporción adecuada, con un producto asfáltico, que tenga buena afinidad con el material pétreo, bien sea solo o mediante el uso de algún aditivo. Puede ser necesaria la aplicación de un riego de sello o de un mortero asfáltico, según el caso.

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FA- LLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
DESINTEGRACIONES	ROMPIMIENTO DE LAS PARTICULAS -- DEL MATERIAL PETREO QUE PROPICIAN SU DESPRENDIMIENTO.	Material suave, que no resiste la acción del tránsito.	Proceder como el caso citado anteriormente de "Desprendimientos del material pétreo de la carpeta o del riego de sello".
	DESPRENDIMIENTO DE LA CARPETA, -- COMO CAPA.	Esfuerzos elevados en la interfase entre la carpeta y la base. Riego de liga insuficiente o anclaje deficiente de la carpeta con la base.	Cajear rectangularmente los límites de la zona en que se ha desprendido la carpeta y reponer ésta con una mezcla asfáltica adecuada, previa limpieza de la superficie y aplicación de asfalto de liga. Puede ser necesario revolver, reponiendo la carpeta en las zonas en que se ha levantado y construir una sobrecarpeta.
DEFECTOS VARIOS	SUPERFICIE LISA O DERRAPANTE.	Materiales que se pulen fácilmente. Afloramientos de asfalto.	Dar un nuevo riego de sello con materiales -- adecuados. Si la carpeta no presenta inestabilidad puede ser suficiente con calentar superficialmente -- con quemadores y regar una cantidad adecuada con material pétreo de sello, fijándolo inmediatamente mediante planchado. Puede dar resultado también en vez de calentar superficialmente, agregar o regar el pétreo caliente y fijarlo mediante planchado. Si la carpeta es inestable, puede ser necesario levantarla para retrabajarla y mejorarla y -- después sellarla o de lo contrario, desecharla y reponerla por una nueva, a la que se aplicará un riego de sello.

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FA- LIA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALIA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
DEFECTOS VARIOS.	ZONAS CON ASFAL- TO DESCUBIERTO EN CARPETAS DE - RIEGOS DE SELLO.	Desprendimientos del material pétreo. Defectos de construcción (can- tidad insuficiente de asfalto - regado, aplicación incorrecta o extemporánea de los pé- treos, fallas de la petrolizado- ra, etc.)	Dar nuevo tratamiento, que puede ser manual si el área es pequeña o difícil de corregir con má- quina, consistente en nueva aplicación de asfal- to y pétreos, a efecto de restaurar las condicio- nes originales o propuestas.

CRITERIOS

- 1.- MANTENIMIENTO NORMAL, PREVENTIVO Y CORRECTIVO.
- 2.- REFUERZO ESTRUCTURAL Y POR FATIGA.
- 3.- RECONSTRUCCION DE TERRACERIAS.
- 4.- AMPLIACIONES LATERALES.
- 5.- CONSTRUCCION DE UN NUEVO CUERPO, PARALELO AL ACTUAL O INDEPENDIENTE.
- 6.- NUEVOS CUERPOS LATERALES AL ACTUAL, EL CUAL SE DESTINA A CAMELLON.
- 7.- NUEVO TRAZO EN MODIFICACIONES.

MANTENIMIENTO Y REHABILITACION

MANTENIMIENTO

REHABILITACION

SUPERFICIAL

INTERIOR

PREVENTIVO

CORRECTIVO

PREVENTIVO

CORRECTIVO

RECONSTRUCCION

SOBRECARPETAS

RECICLADO

RECICLADO Y SOBRECARPETAS

- SELLADO DE JUNTAS

- BACHEO

- DRENAJE

- MATERIALES ESTABILIZADOS

- CONCRETO ASFALTICO

- EN EL LUGAR CON O SIN ADITIVOS

- RIEGO DE SELLO

- SELLADO DE GRIETAS Y JUNTAS

- SUBDRENAJE

- INYECCION DE LECHADA

- CONCRETOS

- CONCRETO HIDRAULICO

- EN PLANTA CON O SIN ADITIVOS

- RIEGO TAPON

- RIEGO DE SELLO

- DRENAJE

- GEOTEXILES

- REJUVENE- CEDORES

- RANURADO

- SUBDRENAJE

- REBAJADO

- DRENAJE

- SUBDRENAJE

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

TIPO		APLICACION
-	TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	
	RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAMAMIENTO.
	CALAFATEO	RELLENO DE GRIETAS
	SLURRY SEAL RIEGOS DE SELLO	CORREGIR TEXTURA Y DERRAMAMIENTO, IMPERMEABILIZAR, MEJORAR APARIENCIA.
-	BACHEO	
	SUPERFICIAL	CORREGIR FALLAS DE CARPETA.
	PROFUNDO	CORREGIR AREAS DEBILES
-	RENIVELACIONES	CORREGIR DEFORMACIONES
-	RECICLADO	CORREGIR FALLAS DE CARPETA, REJUVENECERLA Y FORZARLA.
-	SOBRECARPETA	REFUERZO, ESTRUCTURAL Y CONTRA FATIGA.
-	MODERNIZACIONES	ADECUAR PARA TRANSITO -- MAS IMPORTANTE, AMPLIACIONES Y RECTIFICACIONES MEJORAR DRENAJE.
-	RECONSTRUCCION	ADAPTACION PARA UN TRANSITO MAS PESADO.

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

TIPOS	APLICACION
- RESTAURACION DE JUNTAS - CALAFATEO DE GRIETAS	MEJORAR LA FUNCION DE LAS JUNTAS E IMPERMEA BILIZAR
- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS	CORREGIR TEXTURA Y ME JORAR RESISTENCIA AL DEBARRAMIENTO.
- RECONSTRUCCION DE LOSAS, INTEGRAL O PARCIAL	RESTITUIR ESTRUCTURA
- SOBRECARPETAS ASFALTICAS O REFUER ZO DE CONCRETO HIDRAULICO	MEJORAR TEXTURA Y DE BARRAMIENTO, REFUE ESTRUCTURAL
- MODERNIZACIONES Y RECONSTRUCCION	ADECUAR PARA TRANSIT MAS PESADO Y MAS INT TANTE, MEJORAR ALTI MIENTO Y DRENAJE.

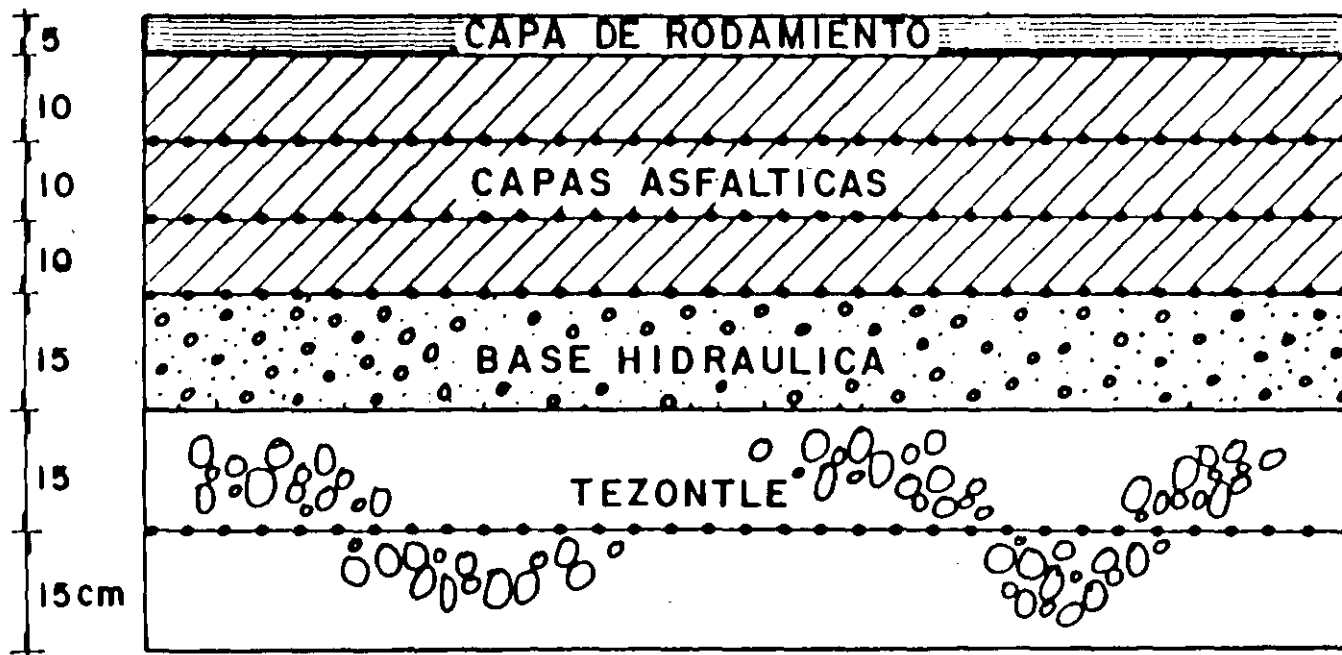


FIG 5.- REFUERZO DE UNA SECCION COMPENSADA PARA REHABILITACION DE LA PISTA 05D - 23I DEL AICM

PAVIMENTOS RIGIDOS

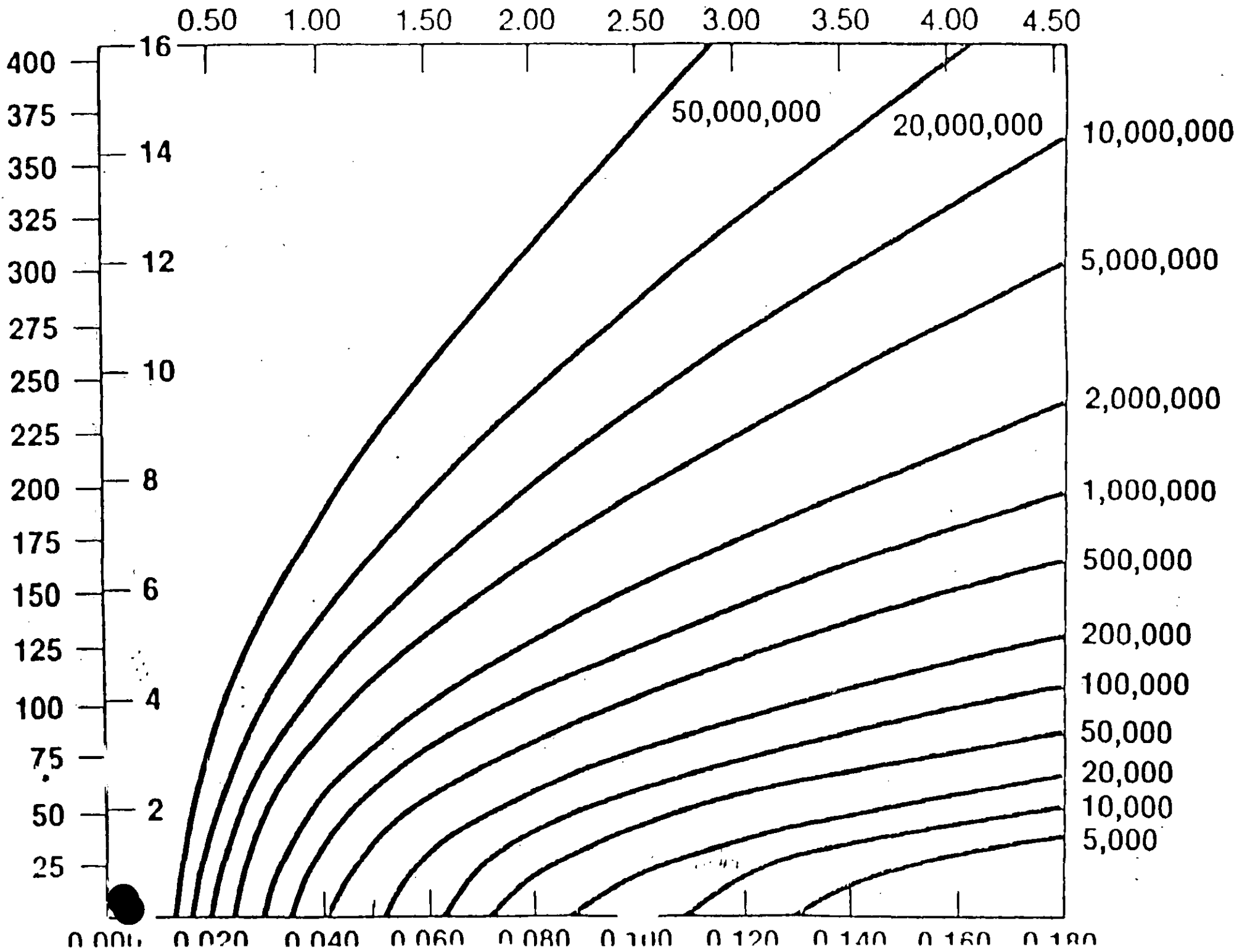
- A) USO DE SOBRECARPETAS ASFALTICAS
- B) COLOCACION DE UNA CAPA DE BASE CON O SIN ASFALTO, ENTRE EL PAVIMENTO DAÑADO Y UNA SOBRECARPETA ASFALTICA
- C) CONSTRUCCION DE UNA SOBRECARPETA ASFALTICA DE ESPESOR ADECUADO
- D) USO DE BANDAS DE GEOTEXTIL DE 300 A 450 MM DE ANCHO SOBRE JUNTAS O GRIETAS
- E) EMPLEO DE CAPAS DE ASFALTO AHULADOS
- F) CONSTRUCCION DE UNA SOBRE LOSA DE CONCRETO HIDRAULICO
- G) COLOCACION DE GEOTEXTILES SOBRE LA SUPERFICIE DAÑADA

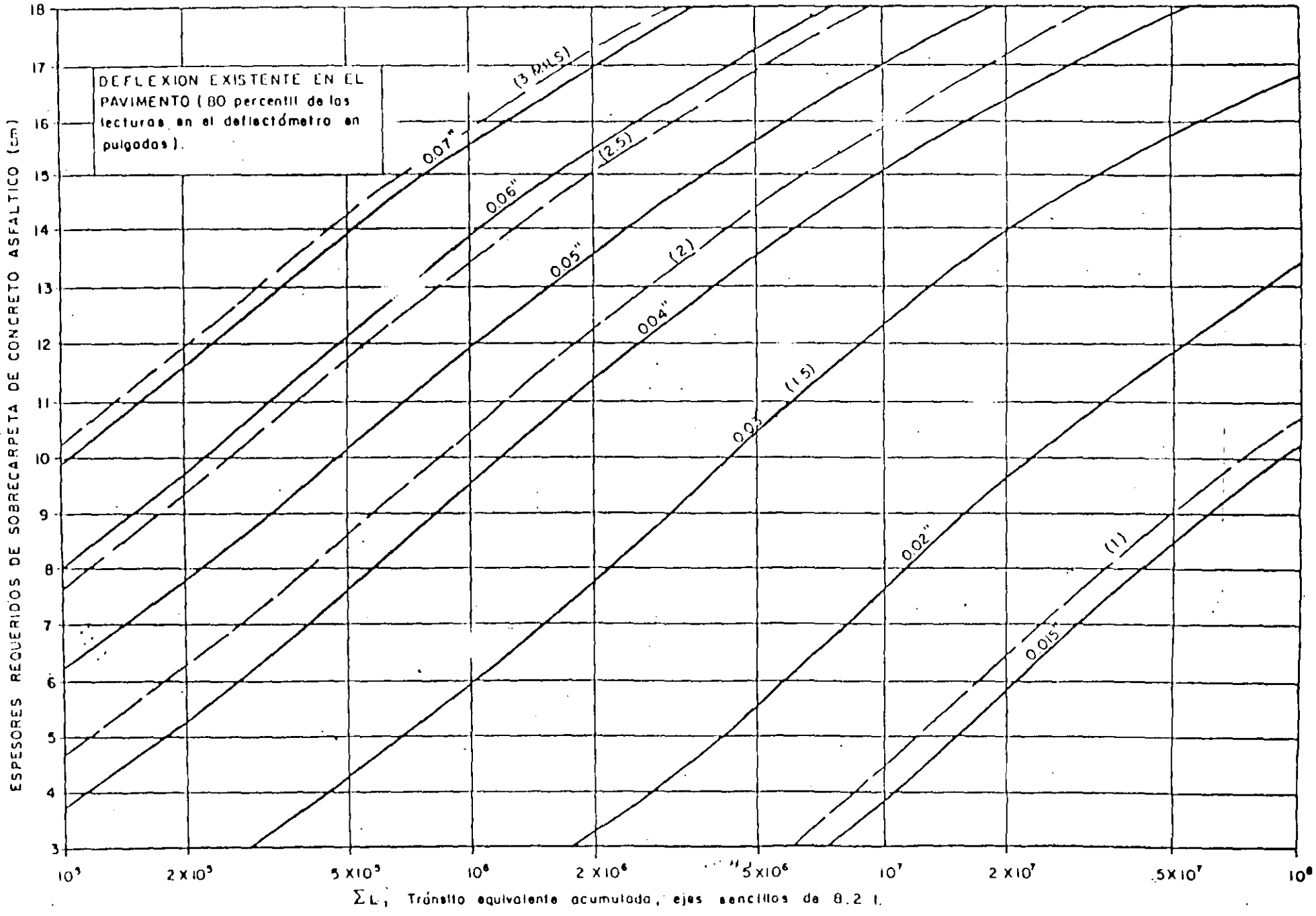
VENTAJAS DEL USO DE GEOSINTETICOS EN PAVIMENTOS:

- A) RAPIDEZ Y FACILIDAD DE INSTALACION
- B) AHORRO DE MATERIALES DE PAVIMENTACION Y PROLONGACION DE LA VIDA UTIL DE LOS PAVIMENTOS
- C) POSIBILIDAD DE RESOLVER PROBLEMAS COMPLICADOS, CON MATERIALES CONVENCIONALES
- D) AMPLIO CAMPO DE APLICACIONES, POSIBILIDAD DE UTILIZAR GEOCOMPUESTOS CON NUEVOS MATERIALES, FORMAS Y COMBINACIONES
- E) POSIBILIDAD DE USARSE COMO REFUERZO EN PAVIMENTOS RIGIDOS

ESPEORES EFECTIVOS SEGUN EL INSTITUTO DEL ASFALTO. (27)

CLASIFI- CACION.	DESCRIPCION DEL MATERIAL.	FACTORES DE CONVERSION.
I	Terreno natural en todos los casos	0.0
II	a).- Subrasantes construidas con materiales granulares, con algo de limo o arcilla e $IP \leq 10$ b).- Subrasante de suelos muy plásticos con $IP > 10$; estabilizadas con cal.	0.0-0.2
III	a).- Bases o subbases granulares bien graduadas con $CBR > 20$, el límite superior se usa si el $IP \leq 6$ y el inferior si $IP > 6$. b).- Subbase y bases de suelo cemento, con materiales con $IP \leq 10$ y poco cemento.	0.2-0.3
IV	a).- Base granular de alta calidad ($CBR > 80$). b).- Carpetas asfálticas muy agrietadas y deformadas. c).- Pavimento de concreto hidráulico roto en piezas menores de 2 pies, se usa el rango superior cuando tiene subbase, límite inferior cuando sólo hay subrasante. d).- Bases de suelo cemento muy agrietadas.	0.3-0.5
V	a).- Carpeta y bases asfálticas muy agrietadas pero poco deformadas. b).- Pavimentos de concreto hidráulico agrietados y con algunas fallas. c).- Bases de suelo cemento poco agrietadas.	0.5-0.7
VI	a).- Carpetas de concreto asfáltico con pocas grietas y poca deformación. b).- Bases asfálticas poco agrietadas. c).- Concreto hidráulico poco agrietado.	0.7-0.9
VII	a).- Concreto asfáltico incluyendo bases de concreto asfáltico con muy pocas grietas y pocas deformaciones en las huellas de rodada. b).- Concreto hidráulico, sellado y pocas grietas. c).- Base de concreto hidráulico bajo carpeta asfáltica estable, sin bombeo y con pocas grietas reflejadas.	0.9-1.





Fin Gráfica guía para diseño de refuerzos en

POLITICAS DE CONSERVACION

- 1.- ELECCION DEL NIVEL DE SERVICIO
- 2.- DEFINICION DE VALORES CRITICOS O TERMINALES
- 3.- DISPONIBILIDAD DE FONDOS
- 4.- IMPORTANCIA DE LA CARRETERA
- 5.- VOLUMEN DE TRANSITO Y SU MANEJO
- 6.- RELACIONES CON EL USUARIO
- 7.- COSTO Y VIDA UTIL DE LAS ALTERNATIVAS

PROCEDIMIENTO

- 1.- EFECTUAR UNA EVALUACION DEL PAVIMENTO, INVESTIGANDO SU ESTADO, TIPOS DE FALLAS Y CAUSAS PROBABLES.
- 2.- DEFINIR SI LAS FALLAS SON ESTRUCTURALES, FUNCIONALES O DE -- FATIGA.
- 3.- DEFINIR ESPESORES PARA CADA CASO.
PROPONER ALTERNATIVAS.
- 4.- HACER UN ANALISIS DE PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO.
- 5.- HACER ANALISIS ECONOMICO
- 6.- ELEGIR LA MEJOR ALTERNATIVA.

R E C O M E N D A C I O N E S

- 1.- CORREGIR FALLAS DE DRENAJE Y SUBDRENAJE
- 2.- REVISAR CONDICIONES DE ACOTAMIENTOS
- 3.- CORREGIR GRIETAS Y EFECTUAR BACHEO Y RENIVELACIONES
- 4.- DIMENSIONAR ESPESORES, CONSIDERANDO ADEMÁS ASPECTOS DE PENDIENTES Y REFLEXION DE GRIETAS
- 5.- DISEÑO ADECUADO DE LA MEZCLA Y CONSTRUCCION CORRECTA.

A P L I C A C I O N E S

- 1.- TRATAMIENTO DE GRIETAS
 - 1.1.- RIEGOS
 - 1.2.- RELLENOS

- 2.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES
 - 2.1.- ASFALTO
 - 2.2.- ASFALTO Y AGREGADOS
 - 2.3.- MORTEROS

- 3.- MEZCLAS ELABORADAS EN EL LUGAR O EN PLANTA
 - 3.1.- RENIVELACIONES
 - 3.2.- SOBRECARPETAS DELGADAS
 - 3.3.- REPOSICION DE CARPETAS EN BACHES

TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

- 1.- RIEGOS ASFALTICOS
- 2.- CARPETAS DE UNO O VARIOS RIEGOS
- 3.- MORTEROS (SLURRY SEAL)
- 4.- CARPETAS DELGADAS DE CONCRETO ASFALTICO O MEZCLA EN EL LUGAR

SELECCION DEL ASFALTO PARA TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

- 1.- TEMPERATURA AMBIENTE Y DE LA SUPERFICIE
- 2.- VIENTO Y HUMEDAD
- 3.- TEXTURA Y CONDICION DE LA SUPERFICIE
- 4.- TIPO Y CONDICION DEL AGREGADO POR COLOCAR
- 5.- EQUIPO

PROPIEDADES DEL ASFALTO

- 1.- FLUIDEZ PARA CUBRIR UNIFORMEMENTE EL AREA
- 2.- CONSISTENCIA PARA CUBRIR AL AGREGADO
- 3.- DESARROLLO RAPIDO DE PROPIEDADES ADHESIVAS
- 4.- RETENER A LOS AGREGADOS A PESAR DEL TRANSITO
- 5.- NO DESPRENDERSE DEL AGREGADO NI AFLORAR EN EL TRANCURSO DEL TIEMPO

RIEGO DE IMPREGNACION

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- RELLENO DE HUECOS CAPILARES
- 3.- CUBRIR Y RETENER PARTICULAS SUELTAS
- 4.- ENDURECIMIENTO DE LA SUPERFICIE
- 5.- ADHERIR A LA BASE EL TRATAMIENTO POSTERIOR

CANTIDAD DE ASFALTO -

1 A 2 LT/M²

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

24 HR

CUIDADOS

LIMPIEZA CUIDADOSA DE LA SUPERFICIE, VIGILAR LA CANTIDAD DE ASFALTO APLICADA, ELIMINAR EXCESOS, IMPEDIR EL TRANSITO.

PALIATIVO CONTRA EL POLVO

OBJETIVOS

- 1.- ELIMINAR EL POLVO EN SUPERFICIES DE TIERRA FORMANDO UNA COSTRA ENDURECIDA, ESTABILIZANDO EL MATERIAL, CON APLICACIONES ANUALES SUCESIVAS

CANTIDAD DE ASFALTO

3 A 4.5 LT/M², EN TRES APLICACIONES

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

VARIAS SEMANAS

CUIDADOS

CONFORMAR Y COMPACTAR LA SUPERFICIE
IMPEDIR EL TRANSITO DURANTE UN DIA

RIEGO DE LIGA

OBJETIVOS

- 1.- PROPORCIONAR ADHERENCIA ENTRE UNA SUPERFICIE Y UNA NUEVA CAPA

CANTIDAD DE ASFALTO

0.25 A 0.8 LT/M²

TIEMPO DE CURADO

SUFICIENTE PARA EL ROMPIMIENTO DE LA EMULSION O EVAPORACION DE SOLVENTES

CUIDADOS

LIMPIEZA DE LA SUPERFICIE, VIGILAR LA UNIFORMIDAD Y CANTIDAD APLICADA, EVITAR EL TRANSITO Y CIRCULACION LENTA CUANDO SE PERMITA EL PASO

RIEGO TAPON

OBJETIVOS

- 1.- IMPIDE LA ENTRADA DE AIRE Y AGUA AL PAVIMENTO
- 2.- PREVIENE DESPRENDIMIENTOS DEL AGREGADO DE UNA CARPETA
- 3.- REJUVENECE CARPETAS ANTIGUAS

CANTIDAD DE ASFALTO

0.5 A 1.0 LT/M²

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

UNA A DOS HORAS

CUIDADOS

LIMPIEZA DE LA SUPERFICIE, IMPEDIR EL TRANSITO EN EL LAPSO DE PENETRACION Y CURADO

SLURRY SEAL

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- RELLENAR GRIETAS Y HUECOS DE DESPRENDIMIENTO DE AGREGADOS
- 3.- MEJORAR LA TEXTURA DE CARPETAS ANTIGUAS
- 4.- MEJORAR LA APARIENCIA DE LA SUPERFICIE

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

MATERIAL PETREO	100 KG
EMULSION ASFALTICA	15 - 30 LT
AGUA	10 - 15 LT

GRANULOMETRICA TIPICA (NSSA)

MALLA POR CIENTO QUE PASA

N° 8	100
N° 16	55-85
N° 30	35-60
N° 50	20-45
N°100	10-30
N°200	5-15

CUIDADOS

- 1.- LIMPIEZA Y TRATAMIENTO DE GRIETAS DE LA SUPERFICIE
- 2.- TEMPERATURA DE LA SUPERFICIE MAYOR DE 25°C Y SUSPENDER SI AMENAZA LLUVIA
- 3.- HUMEDECER LA SUPERFICIE Y APLICAR UN RIEGO DE LIGA SOBRE CARPETAS RESECAS Y ENVEJECIDAS (EMULSION DILUIDA A 1.3, 0.2 A 0.4 LT/M²)
- 5.- DEJAR CURAR HASTA QUE ADQUIERA FIRMEZA Y COMPACTAR CON ROLLO NEUMATICO. A CONTINUACION PODRÁ PERMITIRSE EL TRANSITO.

CARPETAS DE RIEGOS Y RIEGOS DE SELLO

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- MEJORAR LA TEXTURA DE CARPETAS ANTIGUAS
- 3.- MEJORAR LA APARIENCIA DE LA SUPERFICIE

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

- 1.- EL VOLUMEN DE VACIOS ENTRE LOS AGREGADOS RECIEN COLOCADOS ES DEL ORDEN DE 50%, DESPUES DE COMPACTAR SE REDUCE A 30% Y EL TRANSITO LO REDUCE A 20%
- 2.- CON EL TIEMPO LOS AGREGADOS SE ACOMODAN SEGUN SU FORMA (MINIMA DIMENSION PROMEDIO)
- 3.- EL ASFALTO UTILIZADO DEBE OCUPAR EL 70% DEL VOLUMEN DE VACIOS FINAL O EL 60% CUANDO EL TRANSITO ES INTENSO
- 4.- EL TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO DEBE SER DE 1.27 A 0.63 CM ($\frac{1}{2}$ A $\frac{1}{4}$ PULG) CON RELACION 2:1 ENTRE TAMAÑOS MAXIMO Y MINIMO
- 5.- VER PROCEDIMIENTO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO (MS-13)

FORMULAS

- | | |
|--|------------------------------|
| 1) $S = 7.985 \text{ GM } H_1 \text{ E}$ | 3) $S = 0.0272 \text{ MW}$ |
| 2) $A = 2T H_1 + V$ | 4) $A = 5.08 \text{ MT} + V$ |
| $S, \text{ KG/M}^2$ | $W, \text{ KG/M}^3$ |
| $H_1, \text{ CM}$ | |
| $A, \text{ LT/M}^2$ | |
| $V, \text{ LT/M}^2$ | |

$$5) \quad SM = \frac{0.06 \quad G_T}{WR} \quad \begin{array}{l} SM, \text{ KM/HR} \\ GT, \text{ LT/MIN} \end{array}$$

$$6) \quad L = \frac{T}{WR} \quad \begin{array}{l} W, \text{ M} \\ R, \text{ LT/M}^2 \\ L, \text{ M} \\ T, \text{ LT} \end{array}$$

CUIDADOS

- 1.- REPARACION DE DETERIOROS Y LIMPIEZA
- 2.- ADECUADO MANEJO DE MATERIALES Y EQUIPO
- 3.- COMPACTAR CON RODILLO NEUMATICO Y BARRER PARA ELIMINAR EL AGREGADO SUELO
- 4.- CONTROL DE TRANSITO

CARPETAS DE MEZCLA ASFALTICA ELABORADAS EN PLANTA O EN EL LUGAR

OBJETIVOS

- 1.- RENIVELAR Y SUSTITUCION DE CARPETA EN BACHEOS
- 2.- IMPERMEABILIZAR
- 3.- MEJORAR LAS CARACTERISTICAS DE RUGOSIDAD, RESISTENCIA AL DESGASTE, APARIENCIA
- 4.- PROLONGAR LA VIDA DE UN PAVIMENTO, Y AUMENTAR SU CAPACIDAD ESTRUCTURAL A BAJO COSTO
- 5.- REPARACIONES URGENTES

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

FORMULAS

$$\text{SCT} \quad A = 0.20 a + 0.045b + cd$$

A = CONTENIDO DE ASFALTO, PORCIENTO EN PESO DEL AGREGADO

a = PORCENTAJE RETENIDO EN MALLA 10

b = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 10 Y ES RETENIDO EN LA MALLA 200

c = PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA 200

d = FACTOR QUE DEPENDE DE LA ABSORCION DE LOS AGREGADOS -- (0.15 - 0.35)

$$\text{INSTITUTO DEL ASFALTO} \quad P = 0.02 A + 0.07b + 0.15c + 0.20d$$

P = CONTENIDO DE ASFALTO, PORCIENTO EN PESO DEL AGREGADO

a = PORCENTAJE RETENIDO EN MALLA 50

b = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 50 Y SE RETIENE EN LA 100

c = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 100 Y SE RETIENE EN LA 200

d = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 200

METODO CKE

PROPORCIONAMIENTO SEGUN RESULTADOS DE PRUEBAS
MARSHALL, HVEEM, HUBBARFIELD, ETC.

VIGILAR:

ESTABILIDAD
DURABILIDAD
FLEXIBILIDAD
RESISTENCIA A FATIGA
IMPERMEABILIDAD
TRABAJABILIDAD

CUIDADOS

VIGILAR TEMPERATURAS DE AGREGADOS, ASFALTO Y MEZCLA CONDI
CIONES AMBIENTALES
DOSIFICACION DE ASFALTO Y SU CORRECTA MEZCLA CON AGREGADOS
CALIDAD DE AGREGADOS
COMPACTACION Y ACABADO FINAL

CASOS EN QUE PUEDE RECOMENDARSE LAS
SOBRECARPETAS CON EXITO.

- 1.- PARA CORREGIR FALLAS FUNCIONALES
- 2.- PARA REFORZAR UN PAVIMENTO ESTRUCTURALMENTE ADECUADO,
QUE DEBE ADECUARSE PARA UN VOLUMEN DE TRANSITO MAYOR.
PUEDE CONSIDERARSE CONSTRUCCION POR ETAPAS.
- 3.- PARA REFORZAR UN PAVIMENTO CON PROBLEMAS ESTRUCTURALES
EN LA BASE O CARPETA.
- 4.- PARA SOLUCIONAR PROBLEMAS DE FATIGA
- 5.- PARA REHABILITAR CARPETAS ENVEJECIDAS.
- 6.- EN CASOS DE SOLUCIONES TEMPORALES.

PRINCIPALES ACTIVIDADES

- 1.- COLOCACION DE DISPOSITIVOS DE CONTROL DE TRANSITO
- 2.- LIMPIEZA DEL AREA
- 3.- EJECUCION DE CORTES
- 4.- REMOCION DE MATERIALES Y TRATAMIENTO DE LA ZONA DESCUBIERTA
- 5.- RIEGOS ASFALTICOS DE IMPREGNACION Y/O LIGA, CALAFATEO DE --
GRIETAS
- 6.- RIEGOS DE AGREGADOS O COLOCACION DE MEZCLAS ASFALTICAS
- 7.- COMPACTACION, BARRIDO, ETC.
- 8.- VIGILANCIA DEL ACABADO
- 9.- RETIRO DE DISPOSITIVOS Y REANUDACION DEL TRANSITO

1.- TIPO PIEL DE COCODRILO.- AGRIETAMIENTOS POLIGONALES

1.1.- CAUSA.- EXCESIVA DEFLEXION PRODUCIDA POR EL TRANSITO SOBRE SUBRASANTES INESTABLES, PUEDE INFLUIR LA PRESENCIA DE AGUA.

1.2.- REPARACION.- DEBE INCLUIR LA REMOCION DEL MATERIAL INESTABLE, INCLUYENDO LA INSTALACION DEL DRENAJE NECESARIO, PARA QUE LA REPARACION SEA PERMANENTE. LAS REPARACIONES TEMPORALES CONSISTEN DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES O BACHEOS SUPERFICIALES. ES IMPORTANTE QUE SE ACTUE DE INMEDIATO PARA EVITAR DAÑOS POSTERIORES EN EL PAVIMENTO.

1.2.1.- BACHEO PROFUNDO (REPARACION PERMANENTE)

A) ELIMINAR EL MATERIAL INESTABLE HASTA ENCONTRAR SOPORTE FIRME. LA EXCAVACION DEBERÁ ABARCAR COMO MINIMO 30 CM FUERA DEL AREA AGRIETADA. LOS CORTES DEBEN SER RECTOS CON PAREDES VERTICALES, DE FORMA RECTANGULAR O CUADRADA.

B) APLICAR UN RIEGO ASFALTICO A LAS PAREDES DEL CORTE

C) RELLENAR CON MEZCLA ASFALTICA ELABORADA EN CALIENTE EN PLANTA, DE GRANULOMETRIA DENSA. SI NO SE DISPONE DE ESTA MEZCLA, UTILIZAR BASE HIDRAULICA COMPACTADA POR CAPAS.

D) SE USARA PLACA VIBRATORIA O RODILLO PARA COMPACTAR, SEGUN LAS DIMENSIONES DEL AREA.

E) ANTES DE COLOCAR LA CARPETA DEBE IMPREGNARSE LA SUPERFICIE DE LA BASE TERMINADA Y EN SEGUIDA COLOCAR LA CARPETA ASFALTICA, DE MEZCLA EN PLANTA O EN EL LUGAR.

F) SE USARA UN CORDON O UNA REGLA PARA VERIFICAR QUE NO EXISTAN DEPRESIONES EN LA SUPERFICIE DEL BACHE.

AGRIETAMIENTOS

DEBE INVESTIGARSE LA CAUSA QUE PRODUJO EL AGRIETAMIENTO. --
PUEDEN SER SINTOMA DE UN PROBLEMA IMPORTANTE, COMO FATIGA, INESTABI
LIDAD DE LAS CAPAS INFERIORES, DEBILIDAD ESTRUCTURAL, ETC.

REHABILITACION

- FINALIDAD:

- 1.- CORREGIR LOS DETERIOROS EXISTENTES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.
- 2.- PREVENIR DETERIOROS FUTUROS EN EL PAVIMENTO.
- 3.- ADAPTACION A NECESIDADES DEL TRANSITO FUTURO.

- PROCEDIMIENTOS MAS GENERALES

- 1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
- 2.- SOBRECARPETAS (ASFALTICAS, CONCRETO HIDRAULICO, BASE HIDRAULICA Y CARPETA)
- 3.- AMPLIACIONES
- 4.- OBRAS DE DRENAJE.

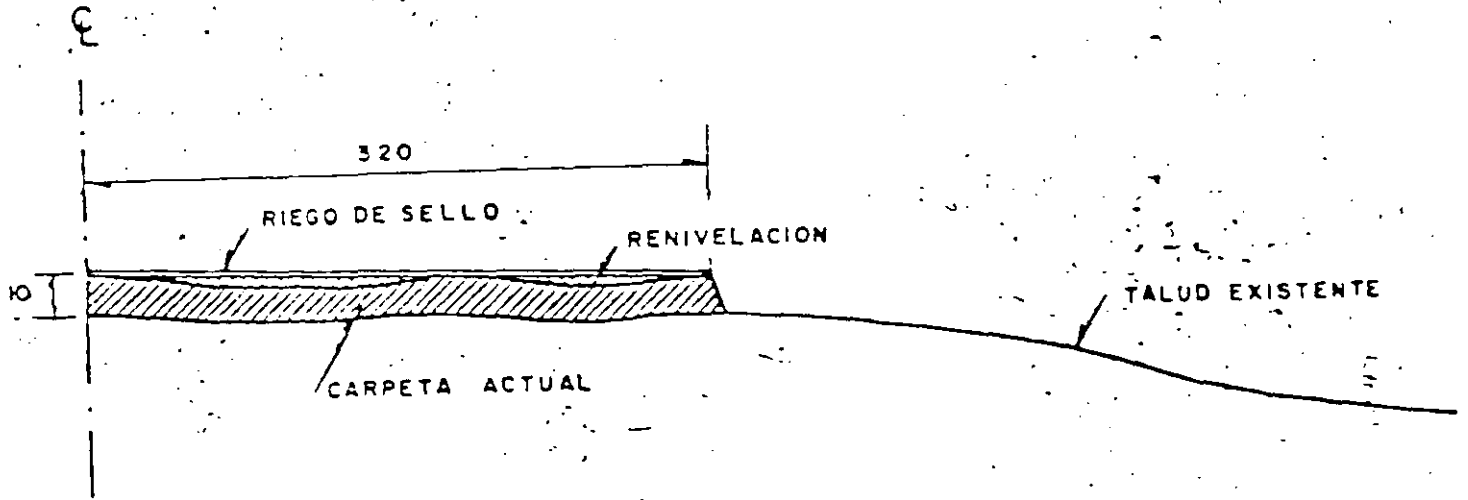
- FUNCION

- 1.- PROPORCIONAR UNA ADECUADA CALIDAD DE RODAMIENTO.
- 2.- PROPORCIONAR LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO NECESARIA.
- 3.- PROPORCIONAR LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL ADECUADA PARA SOPORTAR EL TRANSITO FUTURO.
- 4.- MEJORAR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CAMINO.

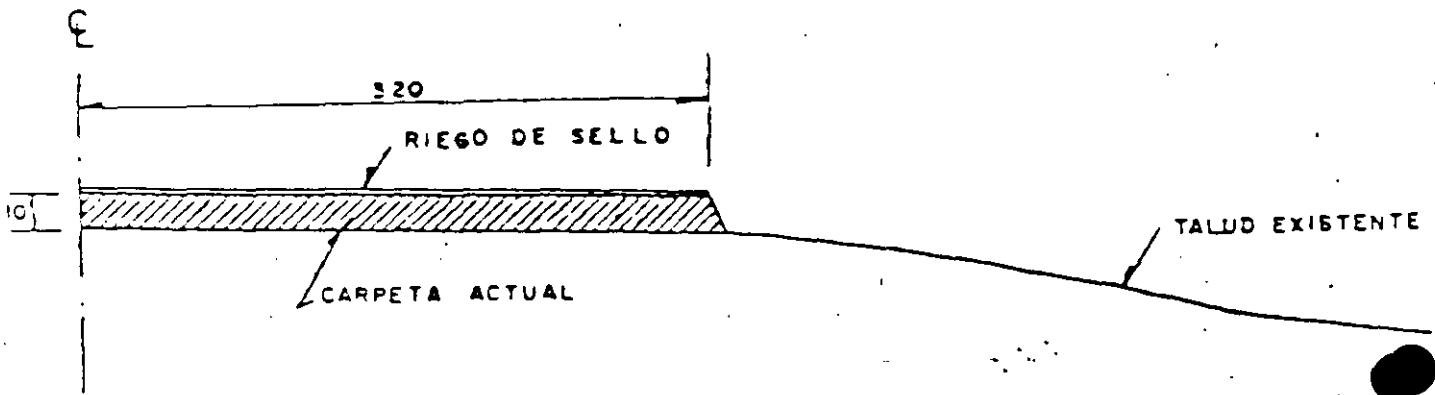
- CARACTERISTICAS

- ADECUADA
- OPORTUNA

SECCION II



SECCION III



1.2.2.- BACHEO SUPERFICIAL. (REPARACION TEMPORAL)
GRIETAS MAYORES DE 3 MM.

- A) CORTAR UNA RANURA AL TEDIADOR DEL AREA POR BACHEAR
- B) LIMPIEZA DEL AREA CON CEPILLOS Y AIRE COMPRIMIDO
- C) EXTENDER MEZCLA ASFALTICA EN PLANTA Y EN CALIENTE, DE --
GRANULOMETRIA FINA, PARA RELLENAR LAS GRIETAS UTILIZANDO
UN CEPILLO. COMPACTAR CON PLACA VIBRATORIA.
- D) APLICAR RIEGO DE LIGA Y COLOCAR UNA CAPA DE MEZCLA ASFAL
TICA ELABORADA EN PLANTA O EN EL LUGAR. COMPACTARLA CON
PLACA VIBRATORIA O CON RODILLO. PUEDE USARSE PARA ESTO -
UN CAMION.

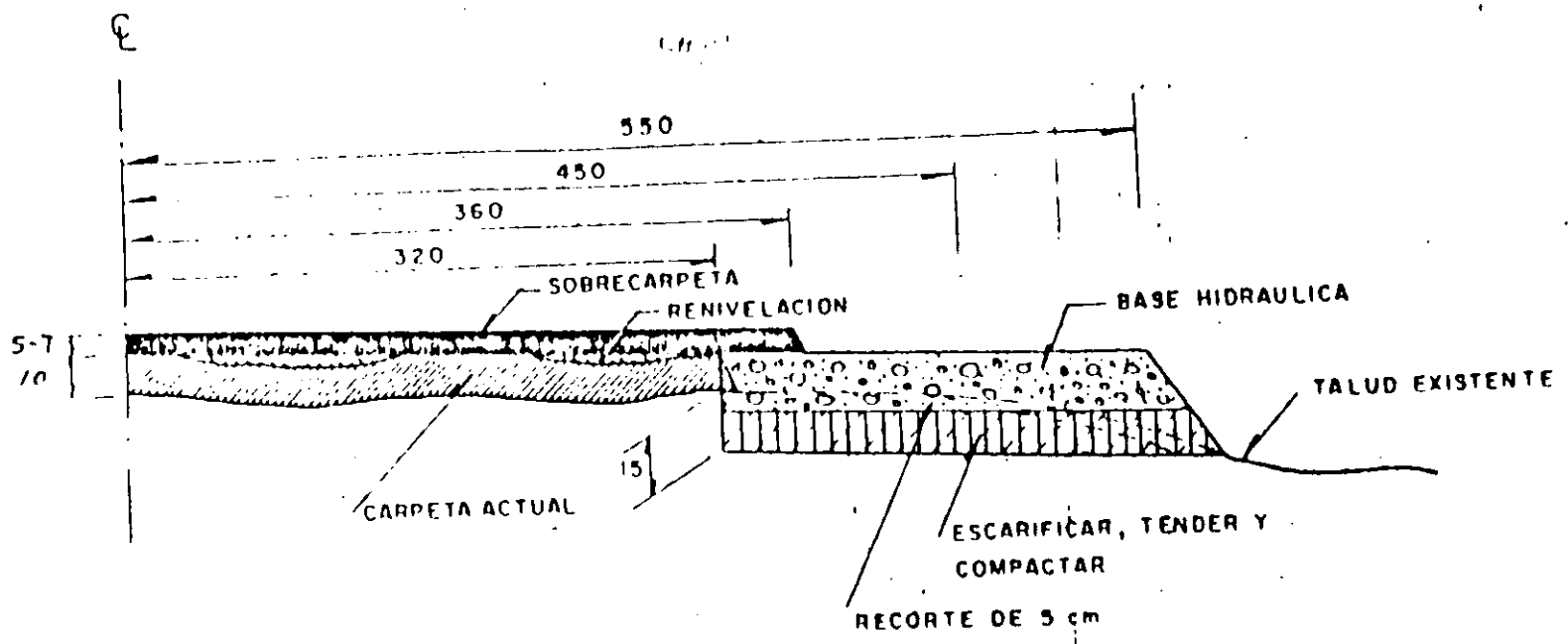
1.2.3.- RIEGO DE SELLO (REPARACION TEMPORAL) GRIETAS MENORES DE ---
3 MM.

- A) LIMPIEZA DEL AREA CON CEPILLOS Y AIRE COMPRIMIDO.
- B) APLICACION DEL RIEGO ASFALTICO A RAZÓN DE 0.7 A 1.1 LT/M².
- C) APLICACION INMEDIATA DEL RIEGO DE AGREGADOS (¾" A N° 10,
6 MM A).
- D) COMPACTAR CON RODILLO NEUMATICO O LAS RUEDAS DE UN CA---
MION.
- E) DEJAR CURAR ANTES DE REANUDAR EL TRANSITO.

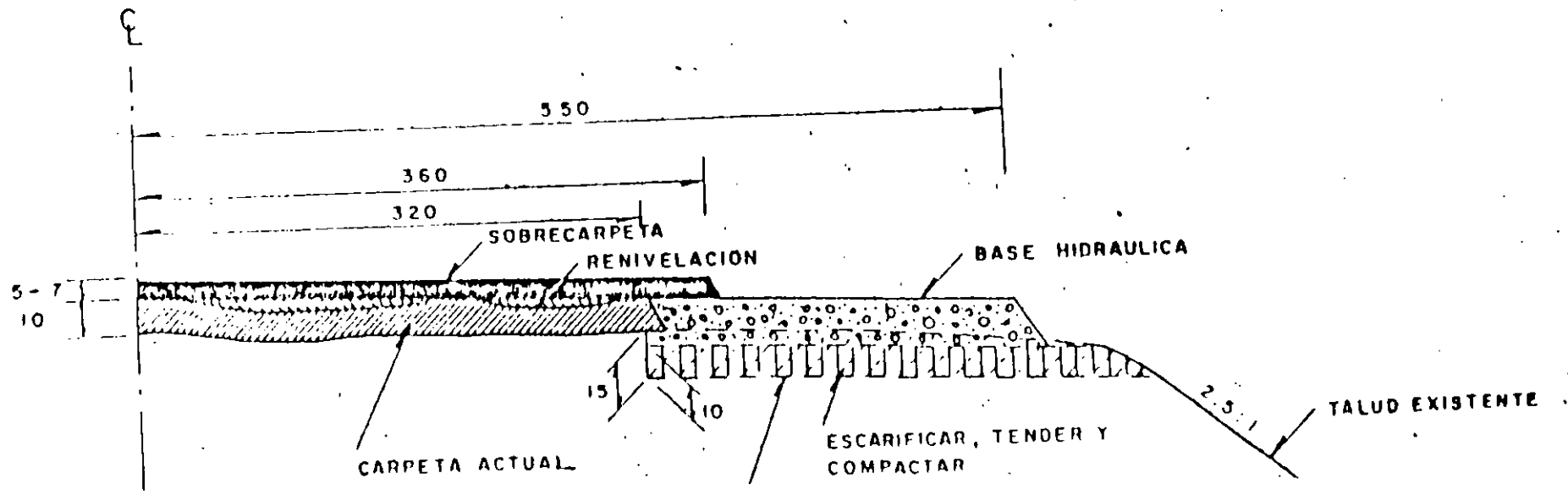
1.2.4.- SLURRY SEAL O MORTERO (REPARACION TEMPORAL)

- A) LIMPIEZA DEL AREA CON CEPILLOS Y AIRE COMPRIMIDO.
- B) APLICACION DEL SLURRY SEAL.

SECCION II



SECCION III



PROCÉDIMIENTO I

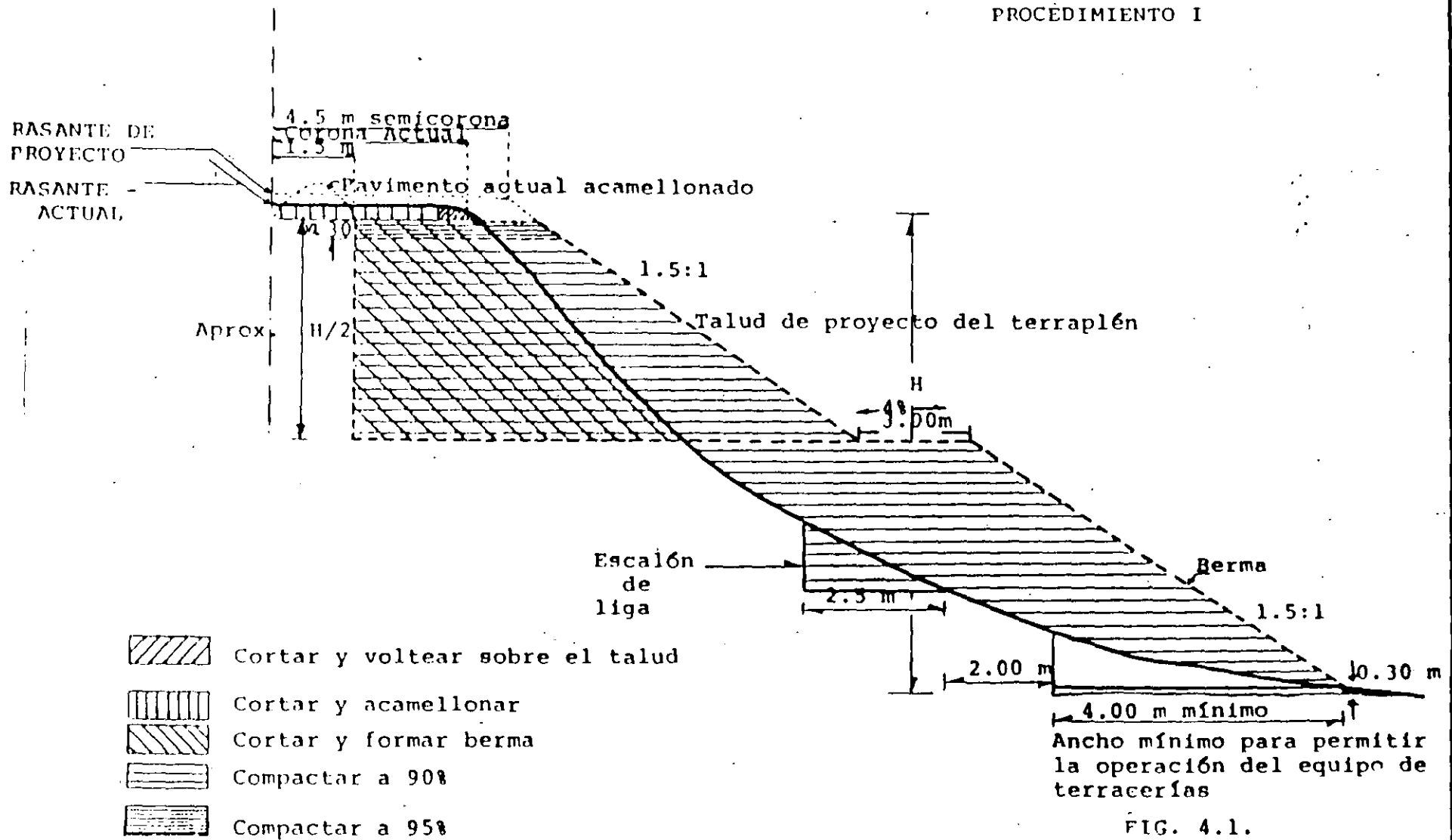


FIG. 4.1.

GEOSOL S.A.

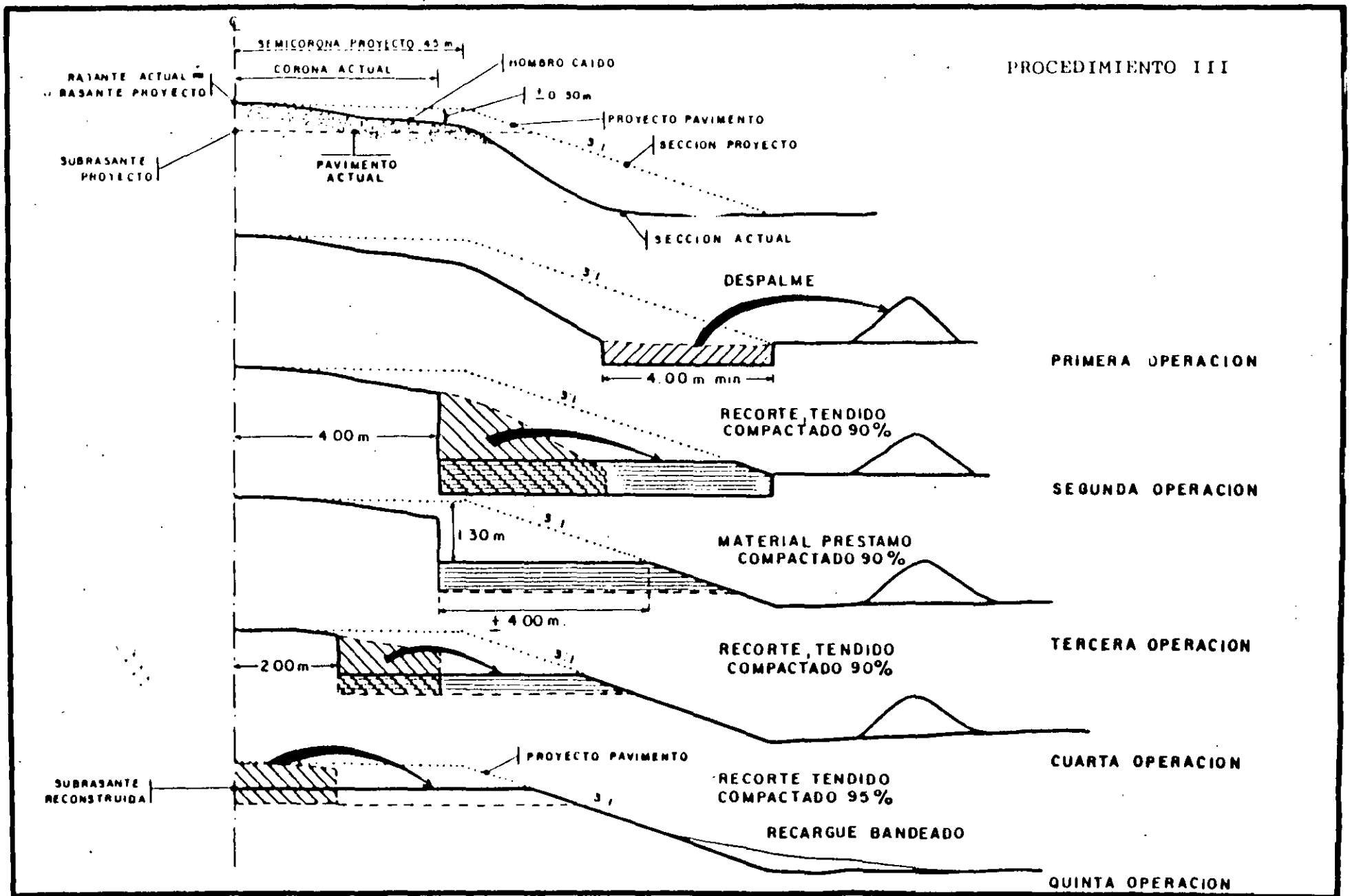


FIG. 43

ALGUNAS RELACIONES DE DETERIORO Y RESISTENCIA
PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN

BASES GRANULARES

$$SNC = 3.48 DEF^{-0.311}$$

AGRIETAMIENTOS

$$TCR = 4.21 \exp(0.139 SNC - 17.1 YE / SNC^2)$$

RUGOSIDAD

$$RI(t) = (RI_0 + 725 (1 + SNC)^{-5} NE(t)) e^{0.0153 t}$$

EN DONDE :

SNC = NUMERO ESTRUCTURAL MODIFICADO

$$= 0.04 \sum a_i h_i + SN_{sg}$$

a_i = COEFICIENTE DE RESISTENCIA POR CAPA

h_i = ESPESOR DE CADA CAPA, mm

SN_{sg} = CONTRIBUCION DE LA SUBRASANTE

$$= 3.51 \log CBR - 0.85 (\log CBR)^2 - 1.43$$

CBR = VALOR RELATIVO SOPORTE DE LA SUBRASANTE, %

DEF = DEFLEXION MEDIDA CON VIGA BENKELMAN, mm

TCR = LAPSO ESPERADO PARA LA APARICION DE
AGRIETAMIENTOS, mm

YE = EJES ACUMULADOS ANUALES, MILLONES DE
EJES EQUIVALENTES / CARRIL / AÑO

$RI(t)$ = RUGOSIDAD DESPUES DE t AÑOS, m/km IRI

RI_0 = RUGOSIDAD INICIAL, m/km IRI

$NE(t)$ = EJES ACUMULADOS EN EL LAPSO t , MILLONES
DE EJES EQUIVALENTES

t = TIEMPO TRANSCURRIDO EN AÑOS

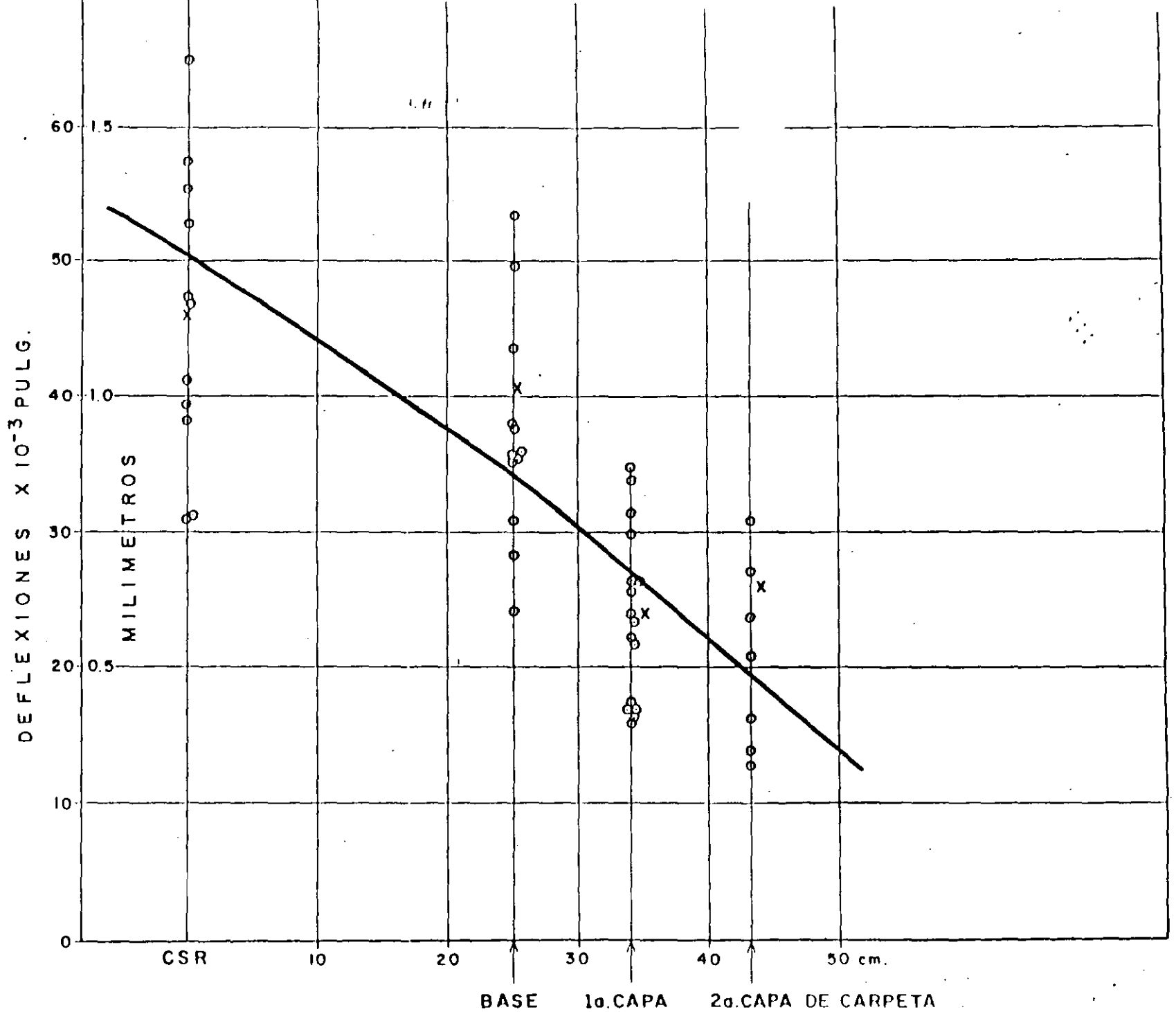
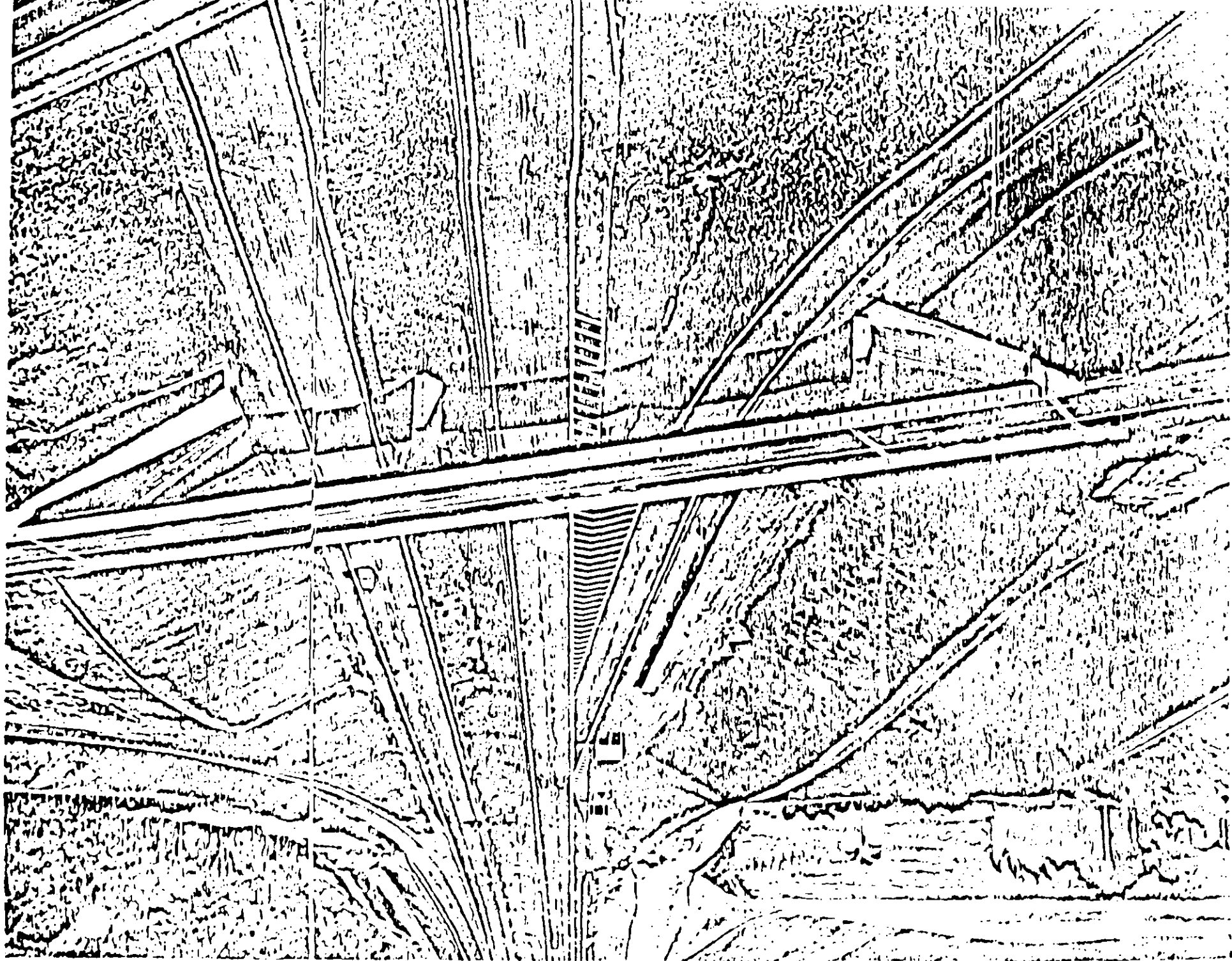
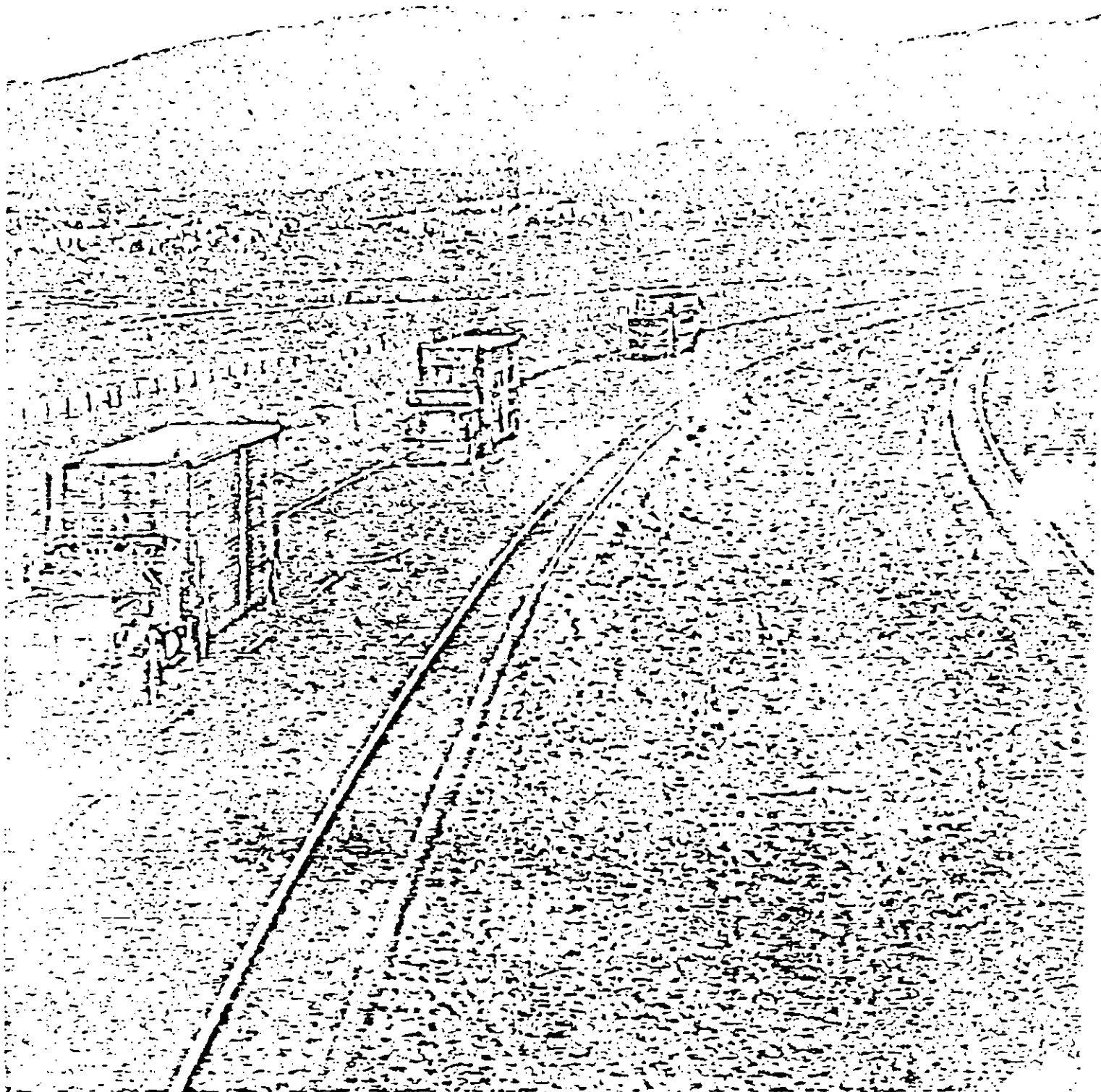
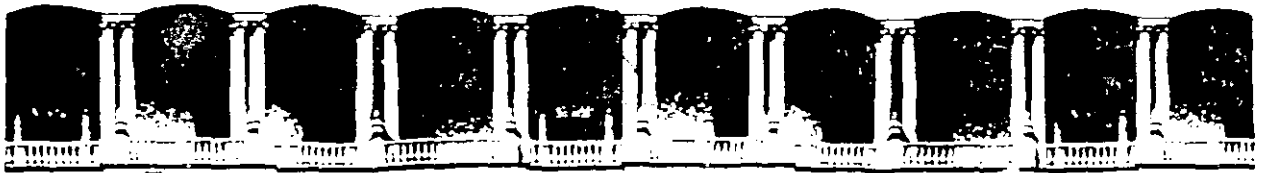


FIG. 5.- VARIACION DE LAS DEFLESIONES DURANTE LA CONSTRUCCION







FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
MONTERREY, N. L.
9-11 NOVIEMBRE DE 1994

**PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES**

6. TALLER DE DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

ING. JAVIER HERRERA LOZANO

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

METODO DEL INTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

4. EJEMPLOS DE APLICACION

Como ilustración, en este capítulo se resuelven problemas de diseño mediante tres opciones: diseño gráfico, calculadora programable y computadora. Los nomogramas y programas correspondientes a cada una de las opciones se incluyen en los Apéndices A, B y D.

En el ejemplo con diseño gráfico se hace énfasis en la determinación de las variables de diseño; en las otras dos, se supone que el analista fija previamente las variables, por lo que solo se ilustra la manera de utilizarlas y los resultados que se obtienen.

4.1 *Diseño gráfico*

4.1.1 Ejemplo

Supóngase que se va a proyectar el pavimento de un tramo de carretera de dos carriles, tipo secundario, a nueve años. La carretera está alojada en terreno plano, por lo que sus características geométricas son aceptables. En ge

neral, la altura de los terraplenes no sobrepasa un metro, con media de 0.75 m. El nivel freático está, en promedio, a 0.80 m de la superficie del terreno natural. La región es de clima subtropical y la precipitación pluvial está concentrada en los meses de verano. Durante esta época se forman numerosos charcos y se eleva el nivel freático, lo que indica que las condiciones de drenaje no son del todo buenas.

El suelo es relativamente homogéneo en todo el tramo de carretera bajo análisis. Se trata de un suelo arcilloso (CL), con límite líquido de 45 por ciento e índice plástico de 20 por ciento, la capa de suelo vegetal es de 20 cm, en promedio.

Con base en la tabla 1, de manera cualitativa puede obtenerse una primera idea de la resistencia de la capa subrasante. En efecto, si se considera que el nivel freático estará a 1.35 m de la superficie de las terracerías (0.75 m de terraplén por consideraciones de diseño geométrico, más 0.80 m de profundidad del nivel freático menos 0.20 m de despalme) y que el material tiene un índice plástico de 20, se piensa que el \widehat{VRS}_z estará comprendido entre 5 y 7 por ciento. Además, si el nivel freático oscila entre 1 y 1.50 m con relación a la superficie de la capa subrasante el \widehat{VRS}_z probable está comprendido entre 5 y 8 por ciento.

Los materiales para el pavimento pueden obtenerse de un banco de basalto y de un arroyo cercano. Según el tratamiento y lugar de explotación, puede disponerse de tres tipos de material: piedra triturada, grava natural y arena arcillosa.

Se estima que el tránsito diario medio anual inicial (TDPA) será de 500 vehículos por día y se incrementará en 7.5 por ciento anualmente. La composición probable del tránsito y la proporción de vehículos cargados y vacíos es la siguiente:

TABLA 1. VALOR RELATIVO DE SOPORTE CRITICO ESTIMADO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS, SOBRE SUBRASANTES COMPACTADAS A 95 POR CIENTO DEL PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO PROCTOR ESTANDAR*

Profundidad del nivel freático con relación al nivel de la capa considerada**, en m	\widehat{VRS}_z , en porcentaje, mínimo probable***					
	Arena no plástica	Arcilla arenosa IP = 10	Arcilla arenosa IP = 20	Arcilla limosa IP = 30	Arcilla activa IP \geq 40	Limo
0.6	8-10	5-6	4-5	3-4	2-3	1
1.0	25	6-8	5-6	4-5	3-4	2-3
1.5	25	8-10	6-8	5-6	3-4	
2.0	25	8-10	7-9	5-6	3-4	
2.5	25	8-10	8-10	6-8	4-5	
3.0	25	25	8-10	7-9	4-5	
3.5	25	25	8-10	8-10	4-5	
5.0	25	25	8-10	8-10	5-6	
7.0	25	25	8-10	8-10	7-9	

* Adaptación de la tabla 2 de "Road Note 31", tercera edición, Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1977 (ref 8).

** De acuerdo con la variación estacional debe elegirse el nivel freático más alto

*** Esta tabla se incluye únicamente con carácter cualitativo, y se refiere a \widehat{VRS}_z mínimos. En todos los casos se deben realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio para estimar el valor de diseño. El mínimo probable corresponde al caso de subrasantes colocadas bajo pavimentos impermeables.

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION	PROPORCION	
		CARGADOS	VACIOS
Automóviles (A2)	0.339	1.00	0.00
Camiones ligeros (A'2)	0.144	0.60	0.40
Autobuses (B2)	0.097	0.80	0.20
Camiones de dos ejes (C2)	0.274	0.70	0.30
Camiones de tres ejes (C3)	0.072	0.90	0.10
Tractores con semirremolque (T2.S1)	0.025	0.70	0.30
Tractores con semirremolque (T2.S2)	0.049	0.90	0.10

Para realizar un proyecto adecuado deben considerarse numerosos aspectos relacionados con diseño estructural, conservación, costos y criterios de decisión (fig 2). En lo que sigue, se presentan algunos de los factores más significativos que intervienen en la realización de un proyecto estructural de una carretera con pavimento flexible:

a) Determinación de las resistencias de los materiales

De acuerdo con el cap 3, para tener una comprensión adecuada del comportamiento de las terracerías, es conveniente efectuar pruebas de compactación y resistencia en laboratorio cubriendo intervalos amplios. En la fig 4 se muestran los resultados de un ensaye típico. El material empleado para formar cada uno de los especímenes utilizados en las pruebas debe obtenerse de diferentes sondeos en el tramo, para lo cual es necesario que la carretera esté bien zonificada y el material sea homogéneo. Por lo general, una prueba completa de este tipo dará mejor información que numerosos ensayos de resistencia en pruebas rutinarias efectuadas a lo largo de la carretera; el trabajo de laboratorio es semejante en ambos casos.

Al analizar los resultados de los ensayos que aparecen en la fig 4, para estimar la resistencia es necesario delimitar la zona de interés con las

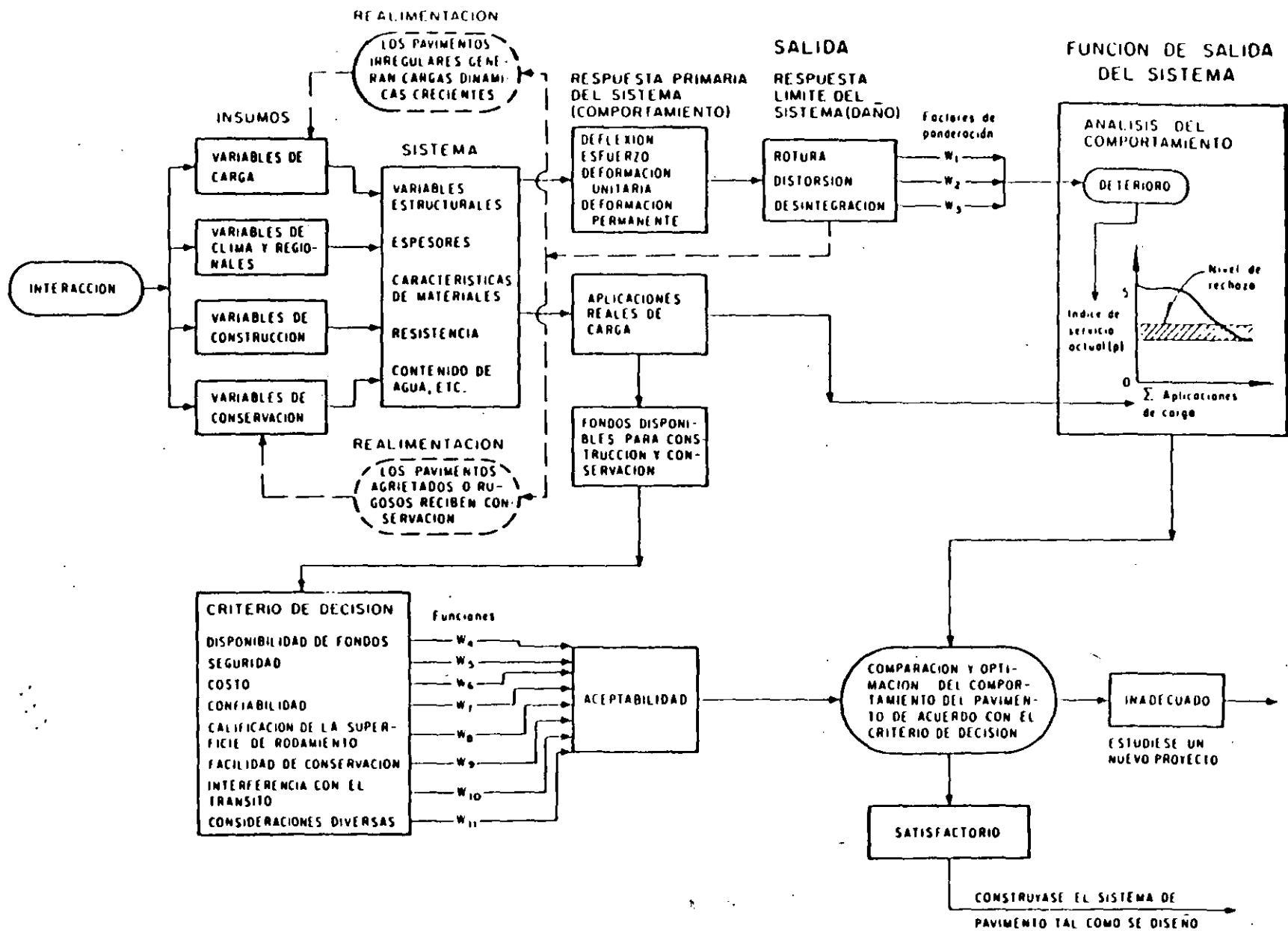
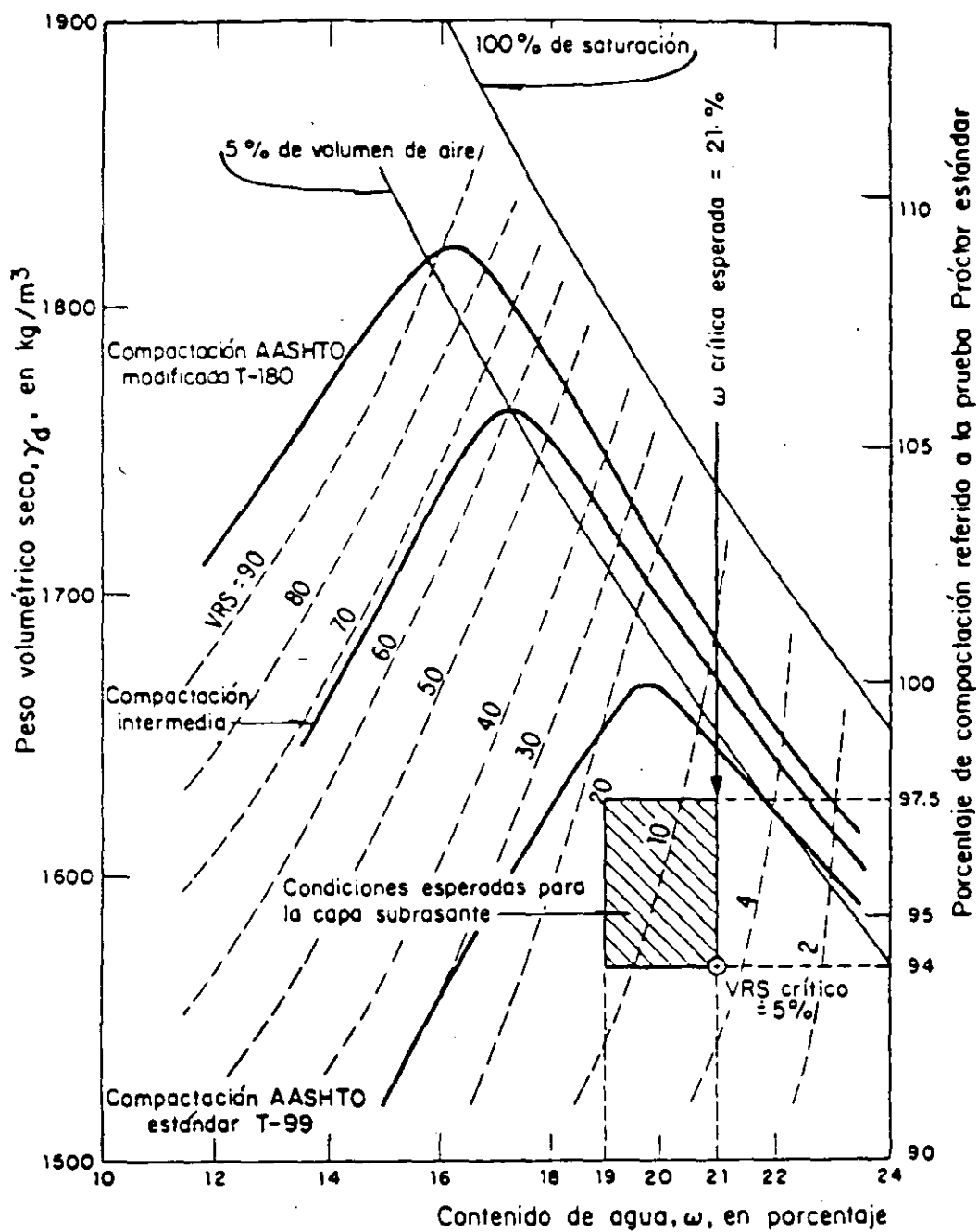


Fig 2. Sistema ideal de pavimento



Suelo arcilloso (CL)

Fig 4. Ejemplo: relaciones peso volumétrico seco - contenido de agua - VRS, para un suelo arcilloso

compactaciones y humedades que se espera lograr en el campo. Así, si se prevén compactaciones del 94 al 97.5 por ciento respecto a la prueba AASHTO estándar, con humedades de 19 a 21 por ciento, se observa que se obtendrán resistencias de 5 a 17 por ciento. Como la carretera tiene condiciones de drenaje pobres, es muy probable que la humedad de las terracerías sea superior al óptimo. Si se considera, de acuerdo con la experiencia regional, que la humedad de equilibrio será 21 por ciento, se deduce que la resistencia mínima de la capa subrasante puede estimarse en 5 por ciento. Por experiencias en el lugar, se asigna un $\widehat{VRS}_z = 3$ al desplante del cuerpo del terraplén.

Para determinar la resistencia de los materiales que formarán las capas de base y sub-base pueden emplearse criterios similares a los anteriores, o bien pruebas de laboratorio donde se estima el VRS medio y su coeficiente de variación. Sin embargo, es necesario considerar un coeficiente de variación (V) que no solamente refleje las variaciones propias del material, sino también la incertidumbre en los cambios del comportamiento real del material, ya sea por degradación, cambios volumétricos, saturación, etc; es decir, el coeficiente de variación debe fijarse de acuerdo con las condiciones esperadas en el campo, tomando en cuenta la experiencia regional.

En el ejemplo que se desarrolla, las resistencias son:

MATERIAL	TRATAMIENTO	\overline{VRS}_z	V	\widehat{VRS}_z
A. Piedra triturada	Trituración	140	0.20	116*
B. Grava natural	Cribado	100	0.25	80*
C. Arena arcillosa	Ninguno	60	0.30	45*
D. Arcilla subrasante	Mezclado	--	--	5**
E. Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	Ninguno	--	--	3**

* Valor crítico de acuerdo con la ec 16: $\widehat{VRS}_z = \overline{VRS} (1-0.84V)$

** Mínimo estimado de acuerdo con gráficas similares a la fig 4

Los materiales A y B pueden emplearse en la capa de base, ya que tienen valores relativos de soporte críticos aceptables y cumplen con todas las normas de calidad fijadas por la SAHOP. El empleo de cada uno de esos materiales en una capa determinada, dependerá de factores económicos y/o constructivos.

b) Determinación del tránsito equivalente.

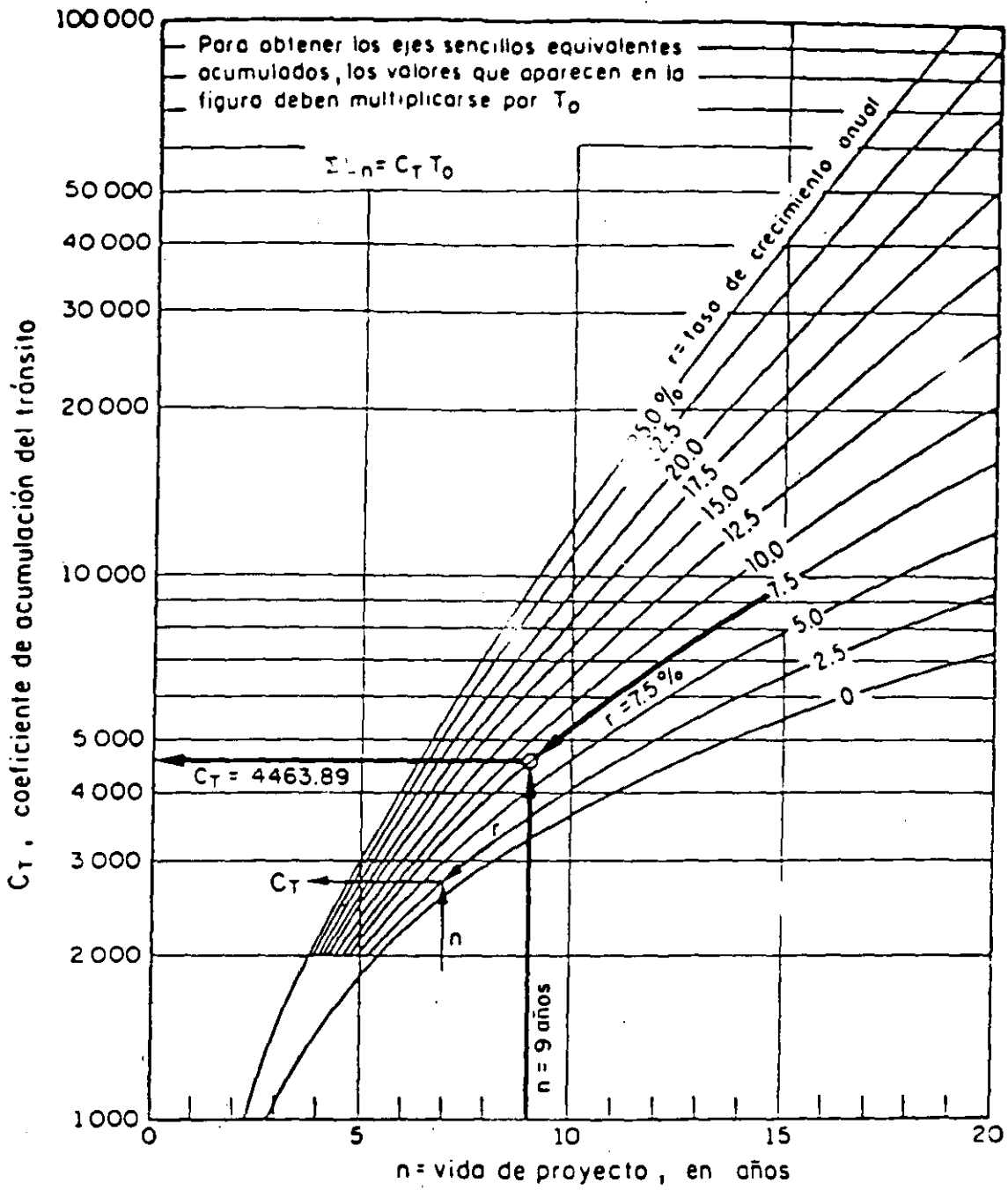
El tránsito equivalente o número de cargas estándar acumulado al final del periodo de análisis (L), requiere de la determinación previa de los coeficientes de daño por eje y por vehículo. Como se indicó, estos coeficientes de daño se determinan con ecuaciones, pero también pueden obtenerse gráficamente del nomograma de la figura 9, siguiendo las instrucciones que en él se indican. En las tablas E-1, E-3, E-6 y E-10 se presentan coeficientes de daño para algunos tipos de vehículos.

Para determinar L en el problema propuesto, los coeficientes de daño se tomaron de tablas como las anteriores, y se aplicó la ecuación correspondiente. La tabla que aparece en la fig. 5 resulta conveniente para ordenar los cálculos. El octavo renglón de esta tabla en términos generales representa el número medio de ejes equivalentes por cada vehículo que circula por la carretera. En las diferentes zonas del país, sería conveniente relacionar ese número con el tipo de carretera, lo cual simplificaría en gran medida la determinación del tránsito equivalente.

El renglón 10 de la tabla de la fig. 5 representa el coeficiente de acumulación del tránsito, o sea el número por el que se multiplica el tránsito diario inicial para obtener el número de vehículos que pasan por la carretera en n años, considerando una tasa de incremento anual constante. Este coeficiente puede calcularse con la ec 18 o leerse directamente del nomograma que se ilustra en la fig. 6.

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	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE Z ¹ : 0 ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z ² : 30 ⑤	CARPETA Y BASE ⑥ = ③ × ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS ⑦ = ③ × ⑤
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	0.6	0.086	0.536	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.030	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.170	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧		1.307	0.688
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = 9 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 % TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500 CD CARRIL PROYECTO = 0.5					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨		250	250
					C _T ⑩		4463.89	4463.89
					ΣL ⑪ = ⑧ × ⑨ × ⑩		1450570	767790

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)



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

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 6. Ejemplo: gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito

En el ejemplo propuesto para el diseño de carpetas y bases, se obtiene un tránsito equivalente (ΣL) igual a 1.46×10^6 ejes, suponiendo $z = 0$ cm. Para el diseño de sub-bases y terracerías, considerando $z = 30$ cm, el tránsito estándar acumulado (ΣL) es de 767 790 ejes.

c) Asignación del nivel de confianza

Como la acarretera es secundaria y se estiman buen control de construcción y conservación adecuada, puede elegirse un nivel de confianza relativamente bajo, por ejemplo, $Q_U = 0.70$.

d) Determinación de espesores

Para establecer los espesores equivalentes (z_i) mínimos requeridos sobre una capa de material ($i + 1$) se utiliza el nomograma correspondiente al nivel de confianza (Q_U) elegido. Los argumentos de entrada son ΣL y \widehat{VRS}_z (Apéndice A, figs A.4 a A.7).

El espesor real de una capa cualquiera (D_i) se obtiene dividiendo el espesor equivalente de dicha capa ($a_i D_i$) entre su coeficiente de resistencia estructural (a_i).

En el ejemplo (fig 7) se utiliza el nomograma de diseño correspondiente al nivel de confianza de 0.70, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Material de la capa	VRS_z	Espesor equivalente sobre la capa, en cm BASE ($\Sigma L = 1.46 \times 10^6$)	Sub-base o terracería ($\Sigma L = 0.77 \times 10^6$)
1) Carpeta	--	--	--
A) Piedra triturada	116	$z_1 = 0$	--
B) Grava natural	80	$z_1 = 11$	--
C) Arena arcillosa	45	--	$z_2 = 18^*$
D) Arcilla subrasante	5	--	$z_3 = 47$
E) Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	3	--	$z_4 = 63$

* Para lograr una estructuración adecuada, el criterio de diseño fija un \widehat{VRS}_z máximo de 20 por ciento para calcular z_2 .

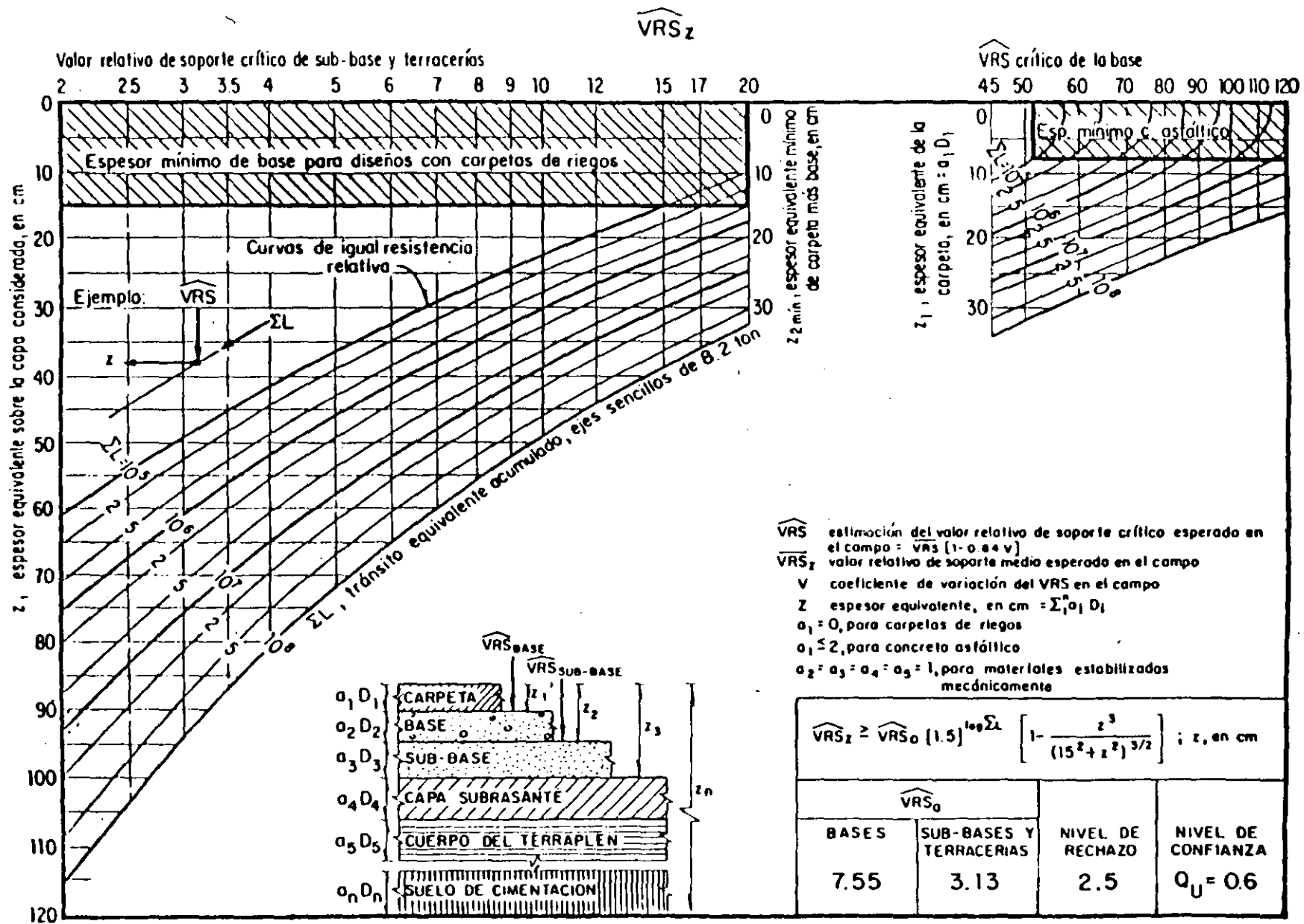


Fig A4. Gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

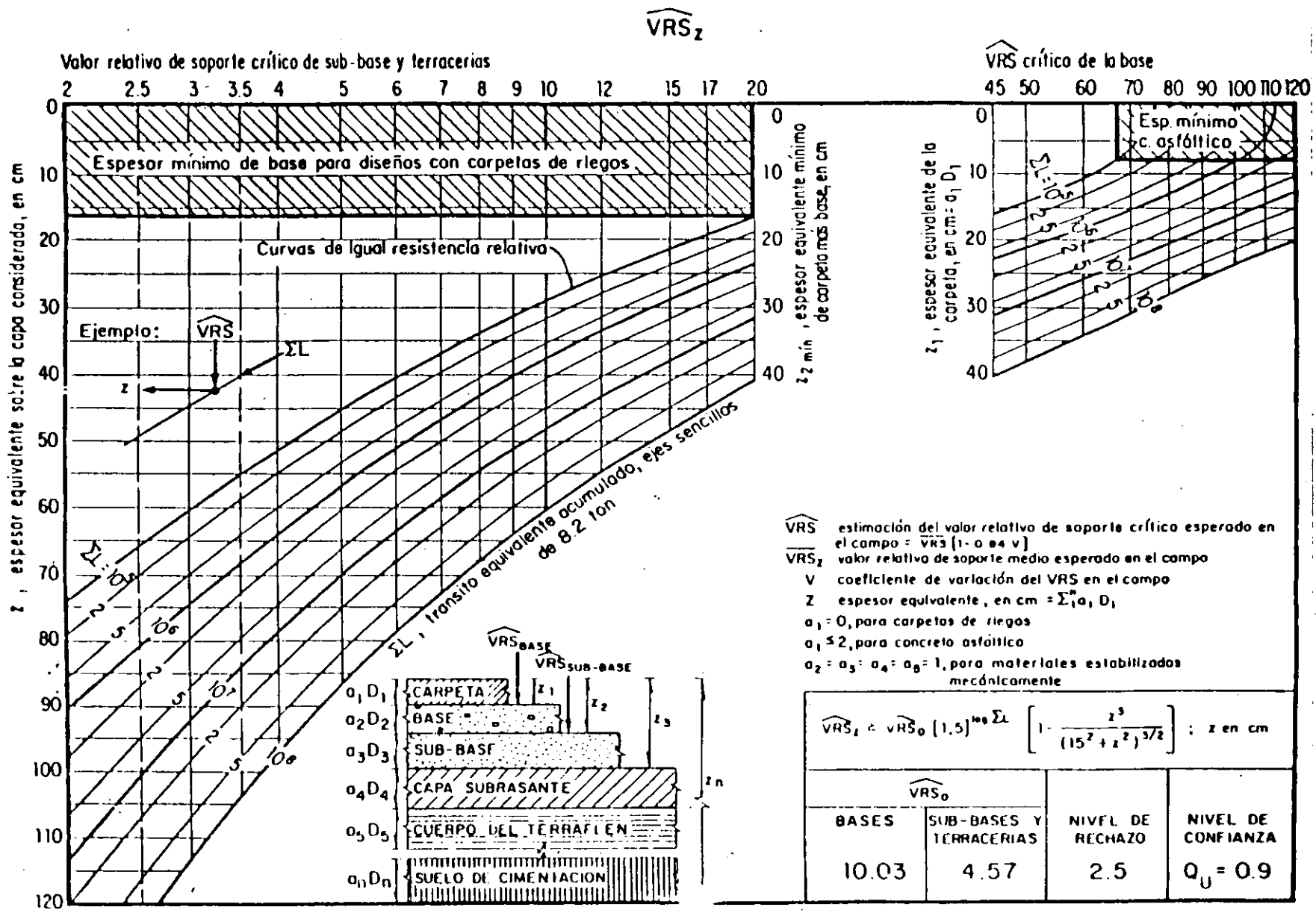


Fig A7. Gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

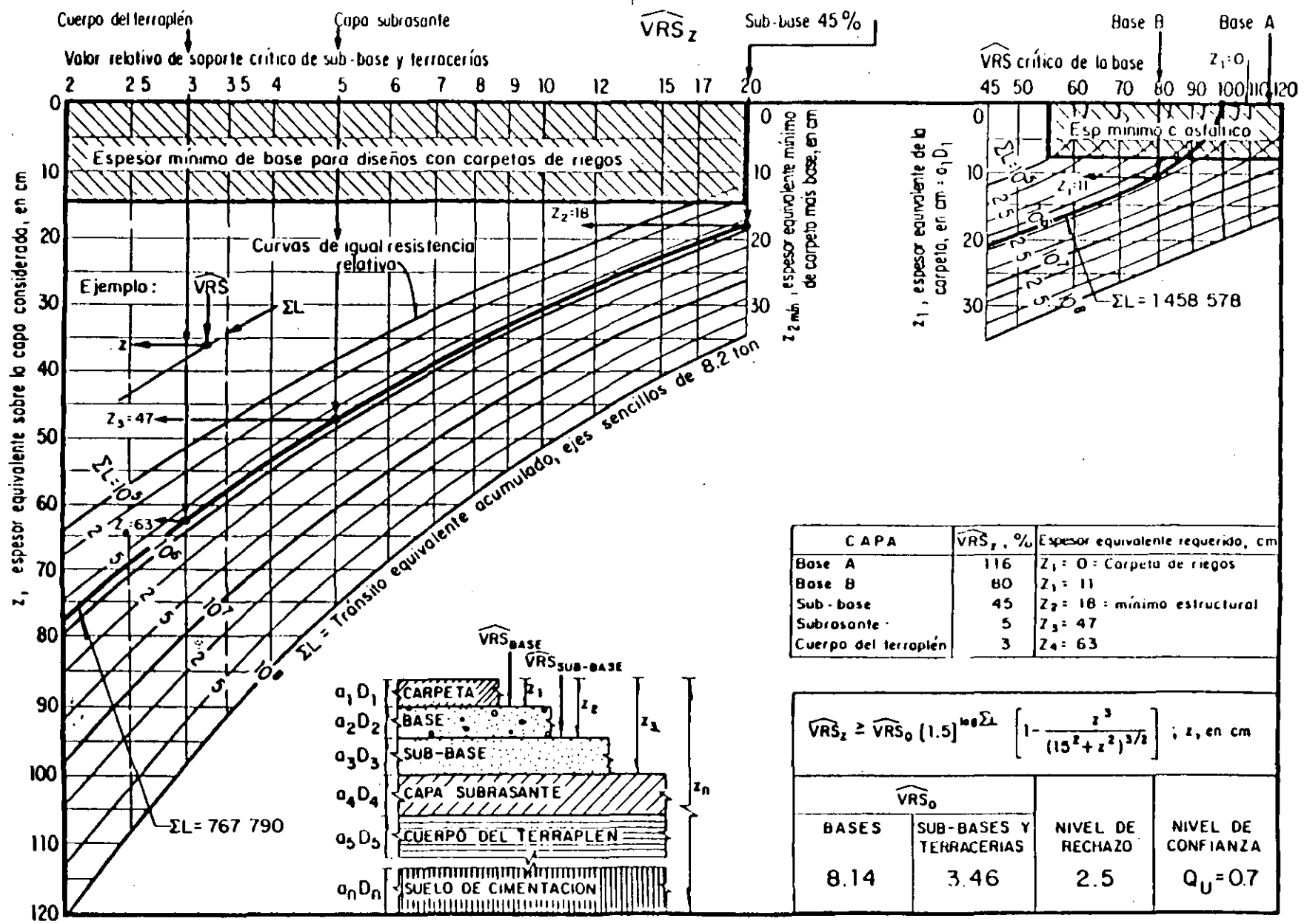


Fig 7. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

Cuando se utiliza base tipo A, se observa que basta un tratamiento superficial para resistir el tránsito de proyecto. Sin embargo, el analista también puede optar por colocar una carpeta de concreto asfáltico, si por razones de acabado superficial, costo o conservación así lo juzga conveniente.

Para la base B, con menor valor relativo de soporte, es necesario colocar una carpeta con espesor equivalente mínimo de 11 cm ($z_1 = 11$ cm).

Por razones constructivas, cuando se coloca carpeta de concreto asfáltico se recomienda como mínimo un espesor equivalente de 8 cm (4 cm de espesor real si $a_1 = 2$).

En el instructivo se sugiere emplear carpetas de concreto asfáltico o tratamientos superficiales bien controlados durante todas las etapas de la construcción. Las mezclas hechas en el lugar, frecuentemente presentan baja estabilidad y acabado superficial inadecuado debido a problemas constructivos; cuando se decida emplear mezclas en el lugar, debe controlarse cuidadosamente el proceso de construcción y asignar un coeficiente de resistencia estructural ($a_1 \leq 2$) compatible con la calidad esperada.

El espesor equivalente de la capa base es igual a la diferencia $z_1 - z_2$. En el ejemplo, la sub-base tiene un $\widehat{VRS}_z = 45$, el cual se limita a 20 para fines de diseño, según se indicó. Así, $z_2 = 18$ cm y por tanto, el espesor de base será:

$z_2 - z_1 = 18$ cm, si se utiliza base A y tratamiento superficial

$z_2 - z_1 = 10$ cm, cuando se construye una carpeta de concreto asfáltico de 8 cm de espesor equivalente (4 cm de espesor real si $a_1 = 2$), utilizando base tipo A

$z_2 - z_1 = 7$ cm, si se emplea base B, la cual requiere un espesor equivalente de carpeta igual a 11 cm. Por razones constructivas, el espesor mínimo usual es 10 cm, que corresponde al espesor real, ya que $a_2 = 1$.

Para el caso de base tipo B no es posible utilizar tratamientos superficiales, ya que el \widehat{VRS}_z de la base no resiste el tránsito de proyecto bajo esas condiciones.

Para la capa de sub-base el espesor equivalente es igual a la diferencia $z_3 - z_2$ (fig 7); por tanto, cuando se emplea base A, el espesor de sub-base es $z_3 - z_2 = 47 - 18 = 29$ cm; para el caso de base tipo B, $z_3 - z_2 = 47 - 21 = 26$ cm.

De acuerdo con lo anterior, el proyectista puede analizar alternativas, como las que aparecen a continuación, y elegir la más adecuada con base en las diferentes variables de diseño.

Espesores reales, en cm						
Diseño	1	2	3	4	5	6*
Carpeta	0	4**	6**	0	4**	0
Base	18A	10A	10B	47A	39A	18B
Sub-base	29C	29C	25C	--	--	29C
Subrasante	16D	16D	16D	16D	16D	16D

* Diseño no factible

** Coeficiente de resistencia estructural del concreto asfáltico $a_1 = 2$

NOTA: Los números indican espesores reales de cada una de las capas; las letras, el tipo de material

El material B no tiene suficiente resistencia para emplearse con carpetas de riegos, sino solo como base, siempre que se use carpeta de concreto asfáltico (diseño 3).

El espesor de la capa subrasante es de 16 cm, con lo que se logra la duración requerida, sin embargo, es práctica común diseñar la capa subrasante por especificaciones construyéndola de 30 cm como mínimo. Teóricamente, esto no le agrega ninguna resistencia al pavimento de acuerdo con el criterio de resistencia relativa uniforme, lo único que se logra es transferir la capa crítica de la terracería a otras capas superiores, lo cual puede resultar ventajoso en el caso de terracerías de mala calidad, donde la incertidumbre es alta.

Para ilustrar lo anterior, puede analizarse la duración a la falla del diseño 2, en el cual se colocó una carpeta de 4 cm de concreto asfáltico (8 cm equivalentes) para mejorar la calidad de rodamiento y reducir la conservación rutinaria, aumentando el espesor de la capa subrasante de 16 a 30 cm. Utilizando el nomograma de la fig A.6, se tiene:

Capa	Espesor equivalente sobre la capa, en cm	\widehat{VRS}_z	EL _p
Base A	8	116	6.7×10^6
Sub-base	18	20	0.7×10^6
Subrasante	47	5	0.7×10^6
terracería	77	3	6.8×10^6

* Nivel de confianza, $Q_u = 0.7$

Aquí las capas críticas son la sub-base y la subrasante, con duración probable del orden de 0.7×10^6 ejes estándar. La capa de base que no requiere carpeta para soportar el tránsito de proyecto (EL = 1.5×10^6) resiste un tránsito de 6.7×10^6 ejes equivalentes cuando se incluye carpeta con 4 cm de espesor real; de la misma manera, la terracería al incrementarse el espesor requerido para la capa subrasante, resiste 6.8×10^6 ejes estándar en vez de los ejes equivalentes de proyecto que son 0.8×10^6 , aproximadamente.

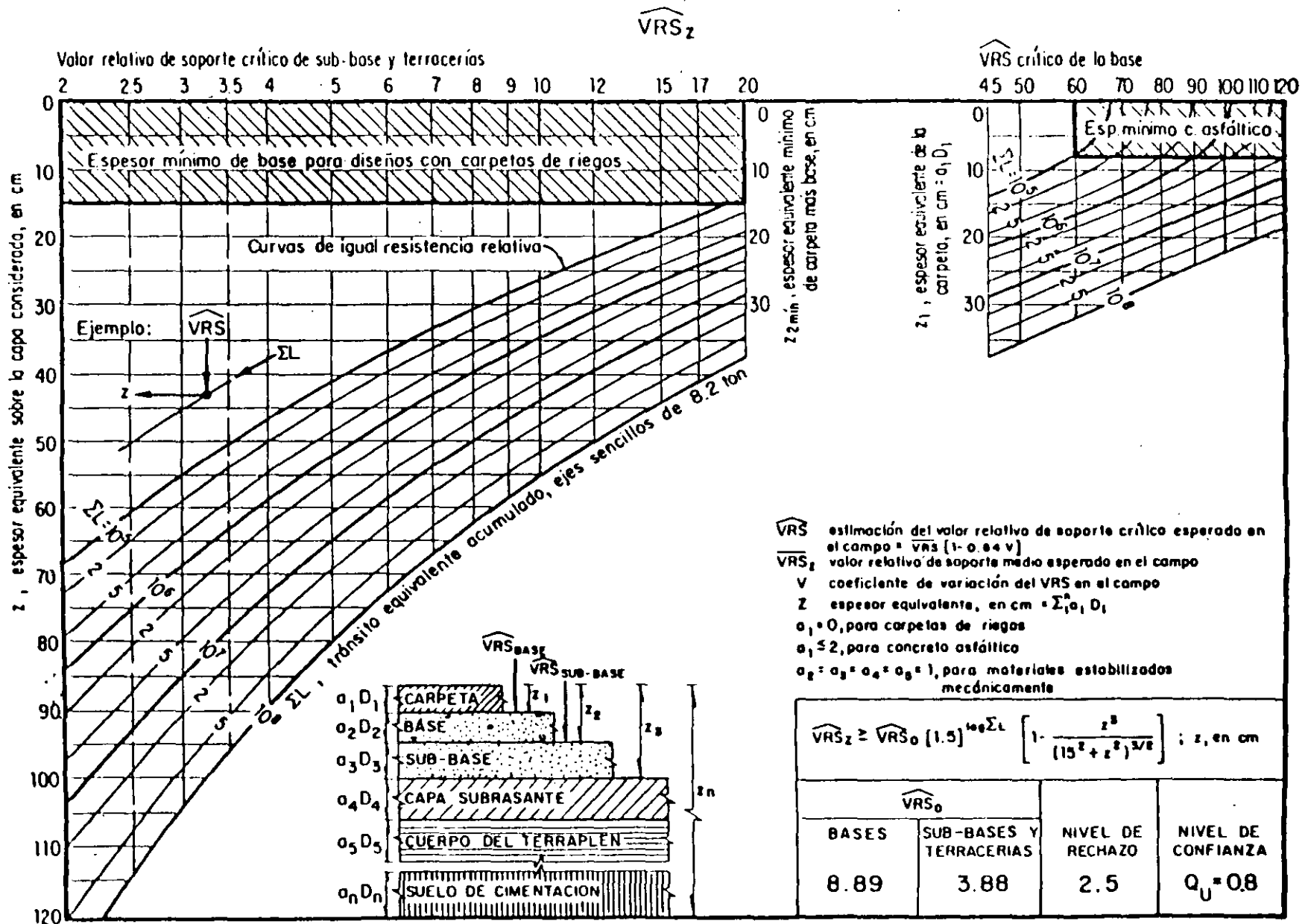


Fig A6. Gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

4.1.2 Ejemplo

Si el nivel de confianza se incrementa, fijando $Q_u = 0.9$ y las demás condiciones iguales a las del ejemplo anterior, el diseño resultante corresponde a (fig 8):

BASE A $z_1 = 6$ cm; 8 cm, mínimo constructivo

BASE B $z_1 = 15$ cm

CARPETA
MAS BASE $z_2 = 23$ cm, mínimo estructural

$z_3 = 55$ cm

$z_4 = 73$ cm

Los espesores anteriores son equivalentes; para obtener los reales, deben dividirse entre el coeficiente de resistencia estructural (a_i).

4.1.3 Ejemplo

Se desea calcular los coeficientes de daño producidos por un eje sencillo de 20 ton y 5.3 kg/cm^2 de presión de contacto, que se utilizará en un vehículo especial de una planta industrial.

Para determinar la gráfica se utiliza la fig A 1, dibujando la distribución de esfuerzos verticales del eje en estudio de acuerdo con las instrucciones del nomograma (fig 9).

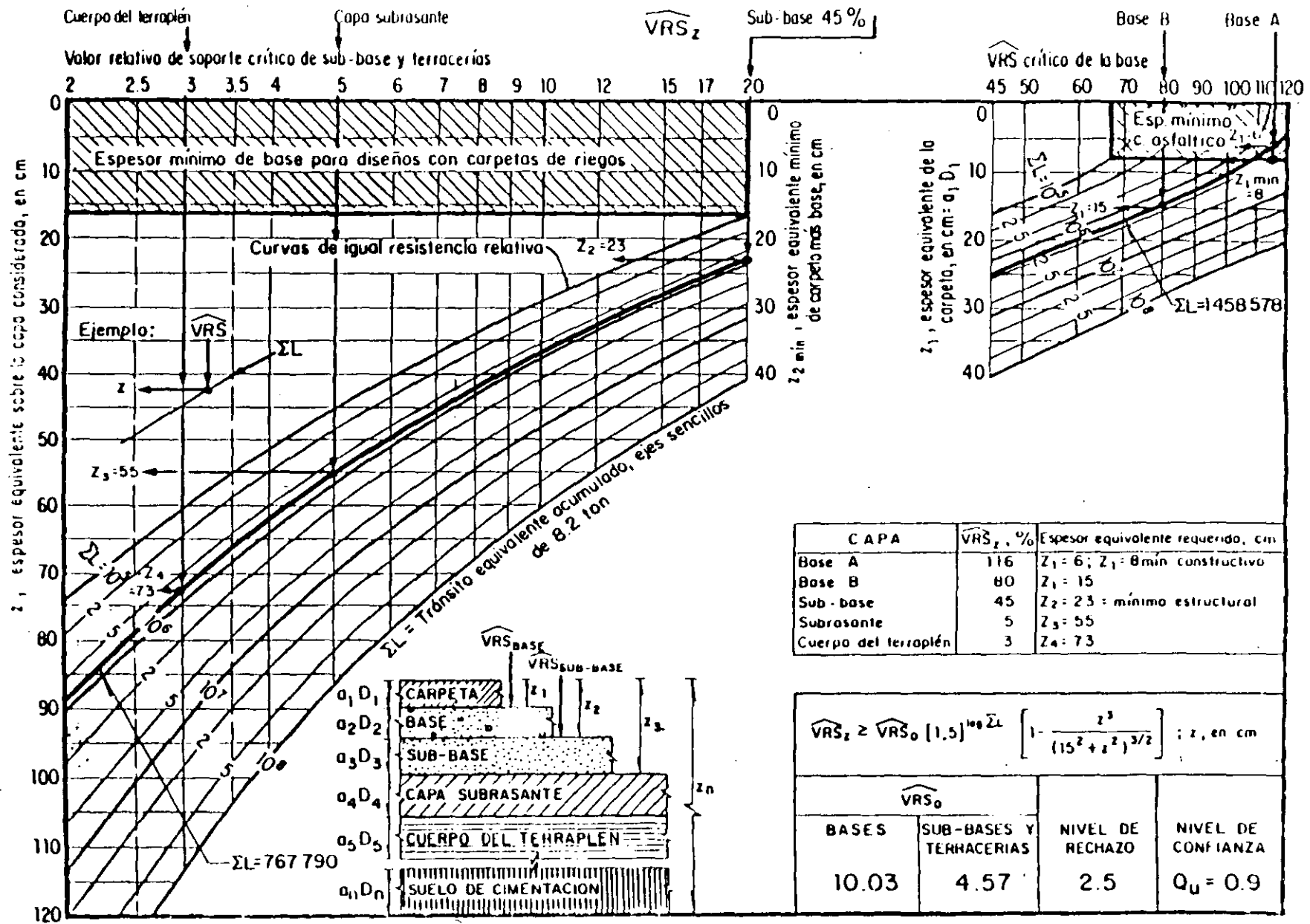


Fig 8. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

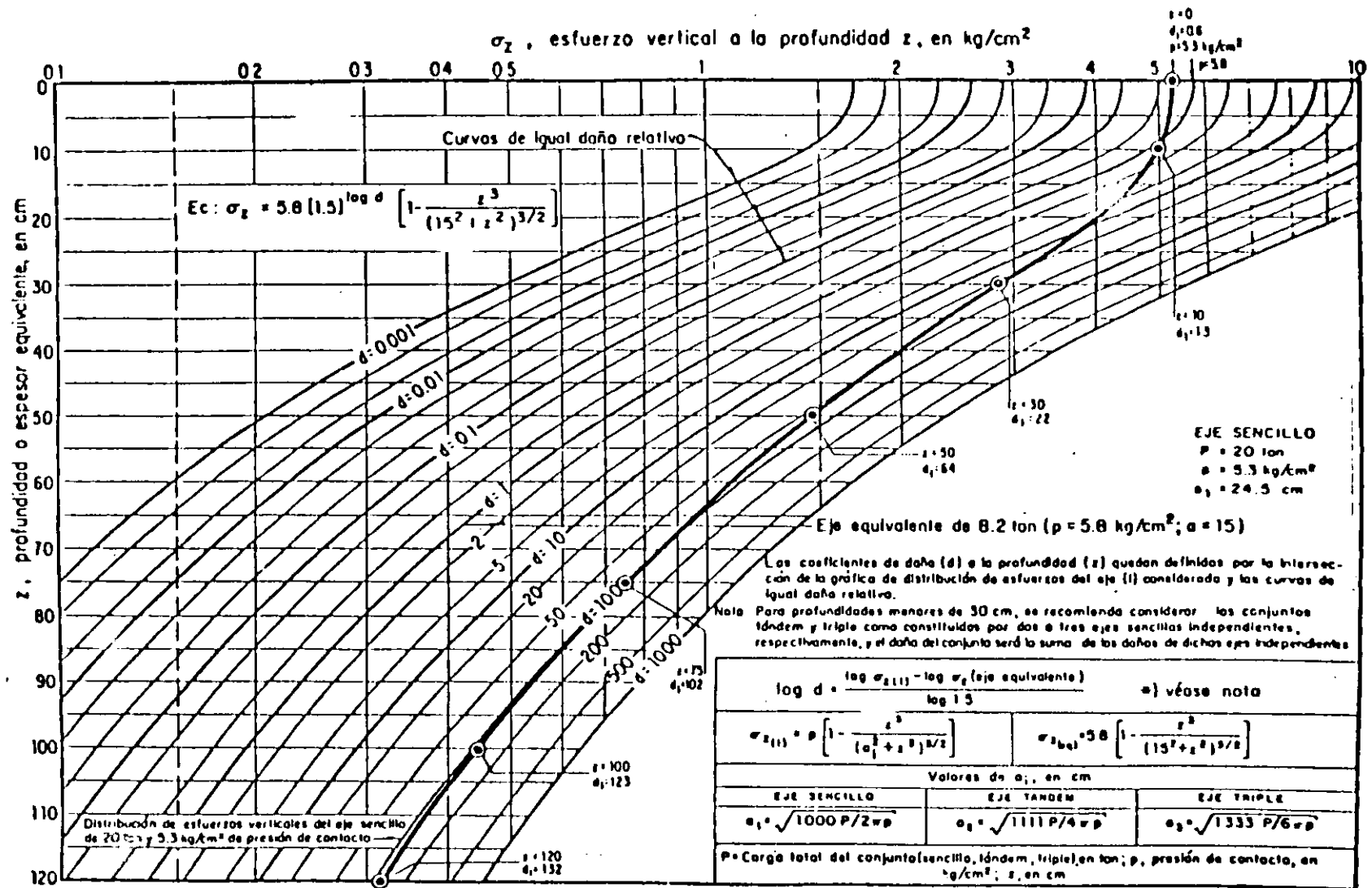


Fig 9. Ejemplos coeficientes de daño por tránsito



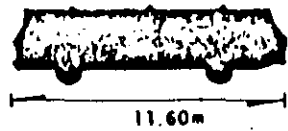
A2 Automóvil

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, B, C	1*	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
	2*	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

+ 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.1



3.30m

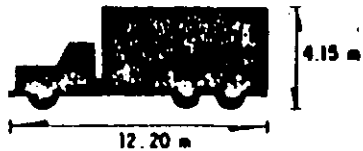
B2 Autobús de dos ejes

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	3.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.001	0.010
	2 ^{**}	10.0	7.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.679	0.501	0.431
	Σ	15.5	10.5		2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	0.757	0.502	0.443
Camino B	1 [*]	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.001	0.010
	2 [†]	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
Camino C	1 [*]	4.0	3.0	5.8	1.000	0.126	0.002	0.021	1.000	0.044	0.009	0.004
	2 [*]	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	1.010	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 E.3



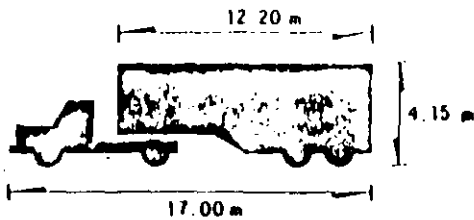
C3 Camión de tres ejes

Conjunto	Peso, en ton		$p, \text{kg/cm}^2$	$+d_m =$ Coeficiente daño bajo carga máximo				$d_v =$ Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máximo	Vacío		$z = 0$	$z = 15$	$z = 30$	$z = 60$	$z = 0$	$z = 15$	$z = 30$	$z = 60$	
Camino A	1 [*]	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{**}	18.0	4.5	5.0	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
Camino 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
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	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 E.7



T2-S2

Tractor de dos ejes con
semirremolque de dos ejes

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	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 [*]	10.0	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
Camino 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

+ 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.10

METODO DEL INSTITUTO DE ASFALTOS PARA EL DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO - FLEXIBLE.

Supongamos una Autopista propuesta para 6 carriles de circulación en ambos sentidos, la cual tiene un volúmen de tránsito promedio diario anual de 38,000 vehículos. La tasa de crecimiento anual se estima en 6%. La carga límite permisible es de 10 toneladas (22,000 lb, aproximadamente) y el peso promedio de los vehículos pesados que se espera es de 18,160 g (40,000 lb).

Con estos datos necesitamos determinar el espesor de pavimento necesario para un periodo de diseño de 10 años, para lo cual procedemos a la siguiente manera:

A.- DETERMINACION DEL NUMERO DE TRANSITO DIARIO PARA EL PERIODO DE DISEÑO.

- 1.- Tránsito diario inicial = 38,000 vehículos por día.
- 2.- Por ciento de camiones pesados en ambas direcciones, A = 11
- 3.- Por ciento de camiones pesados en el carril de diseño, B = 40
- 4.- El número de camiones pesados en el carril de diseño será:

$$38,000 \times \frac{11}{100} \times \frac{40}{100} = 1672$$

Este valor corresponde a la línea C de la Carta de Análisis de Tráfico.

- 5.- Utilizando la Carta de Análisis de Tráfico, dibuje una línea recta entre los nomogramas D y C, con los valores de 40,000 y 1672 respectivamente y proyéctela hasta cruzar la línea pivote B.
- 6.- Fije el valor de la carga límite permisible de un eje simple en la línea E, este valor es de 20,000 lbs, de acuerdo con los datos de proyecto.
- 7.- Dibuje una línea uniendo los puntos de los nomogramas E y B y proyéctela hasta cruzar la línea A.
- 8.- Lea sobre la línea A un número de tráfico inicial (ITN) de 3,000.
- 9.- Cuando el ITN sea mayor de 10, no es necesario hacer corrección por automóviles y camiones ligeros.
- 10.- Período de diseño = 10 años.
- 11.- Tasa de crecimiento anual = 6%

12.- Debido a que la carta de diseño de espesores, considera un periodo de diseño de 20 años y sin tasa de crecimiento, cuando los datos de proyecto difieren de los anteriores se utiliza la tabla NO. 1 para encontrar el factor de corrección al tránsito. De esta manera, con los valores de los índices 10 y 11 el factor de corrección para este ejemplo es de 0.66.

13.- El número de tránsito diario para un periodo de diseño de 10 años sera:

$$DTN_{10} = 3,000 \times 0.66 = 1980, \text{ o sea de } - \\ \text{aproximadamente } 2000$$

B.- CALCULO DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE DE DISEÑO DE LA CAPA SUBRASANTE.

- 1.- Supongamos que las pruebas no dieron valores que una vez ordenados en orden creciente son los siguientes: 6, 7, 7, 8, 9, 9, 10, 10, 11, 11, 12.
- 2.- Como el VRS lo determinaremos de acuerdo con el 90% percentil que fija el metodo, lo ordenamos y graficamos como aparece en la hoja No. 6, con lo que obtenemos que el valor soporte de diseño es de 7%.

C.- CALCULO DEL ESPESOR DE PAVIMENTO.

- 1.- Utilizando la carta de diseño de espesores de pavimento asfáltico, dibuje una línea con los valores del DTN_{10} y el VRS de proyecto, uniendo los puntos correspondientes en los nomogramas C y 13 de dicha carta, prolongue la línea dibujada hasta cortar el nomograma A y lea el espesor de pavimento asfáltico necesario (T_A), que en el presente ejemplo es de 10.2" (25.9 cm)
- 2.- Los factores de conversión de concreto asfáltico a capas hidráulicas, son los siguientes:

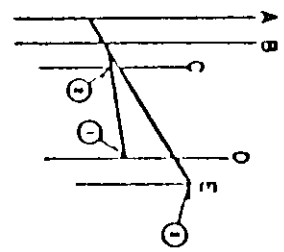
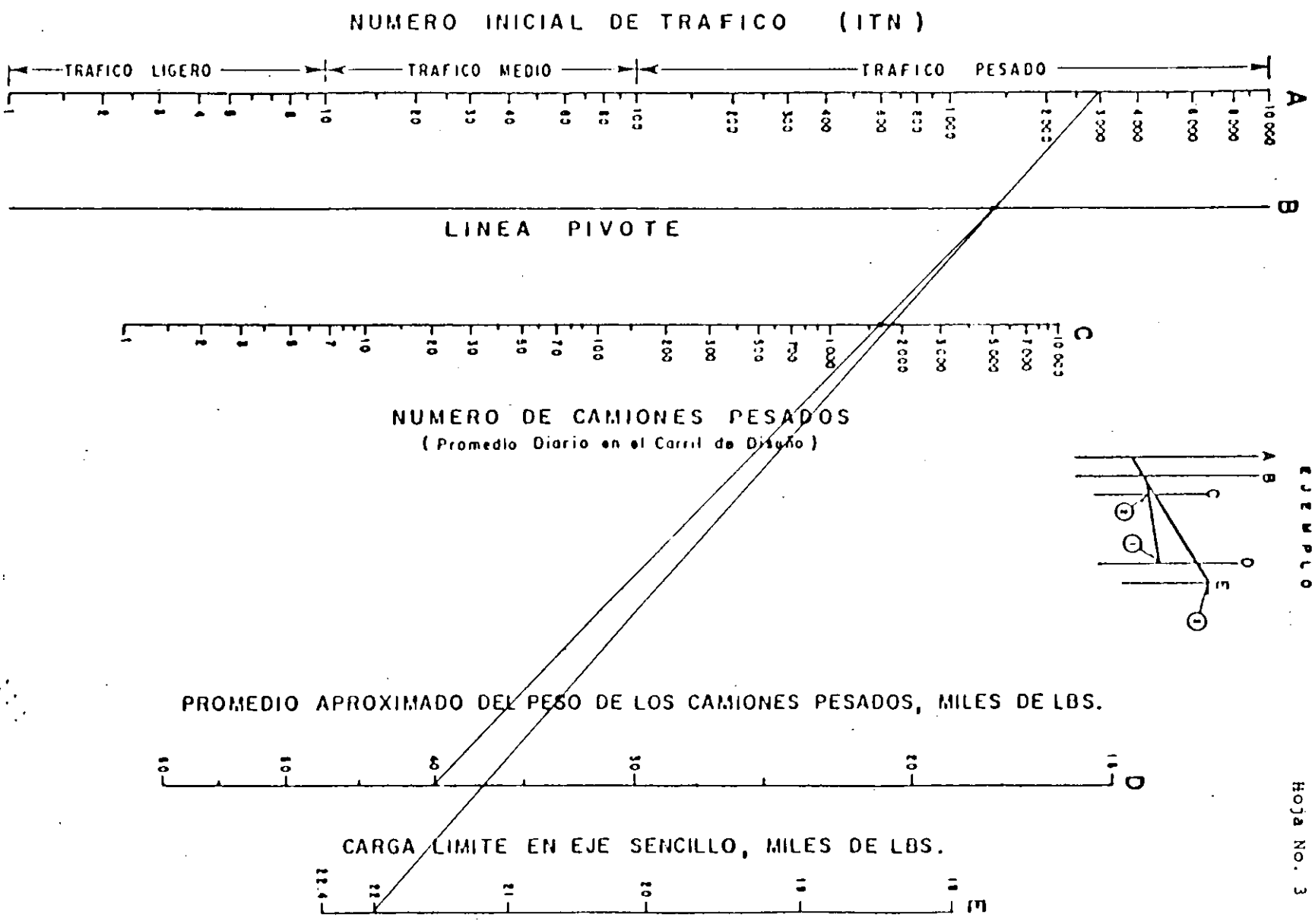
1" de concreto asfáltico = 2.7" de sub-base.

1" de concreto asfáltico = 2.0" de base.

ESPESORES MINIMOS RECOMENDADOS PARA LA CAPA O CAPAS DE ASFALTO

Número de Tráfico para diseño DTN	Mínimo TA en pulgadas
Menos que 10	4
De 10 a 100	5
De 100 a 1000	6
Más de 1000	7

CARTA DE ANALISIS DE TRAFICO



EJEMPLO

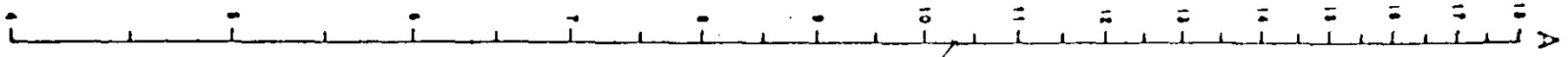
HOJA No. 3

TABLA 1.- FACTORES DE CORRECCION DEL
NUMERO DE TRAFICO INICIAL (ITN)

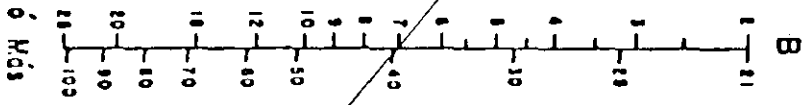
PERIODO DE DISEÑO (años)	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL, POR CIENTO					
	0	2	4	6	8	10
1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	0.20	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23
6	0.30	0.32	0.33	0.35	0.37	0.39
8	0.40	0.43	0.46	0.50	0.53	0.57
10	0.50	0.55	0.60	0.66	0.72	0.80
12	0.60	0.67	0.75	0.84	0.95	1.07
14	0.70	0.80	0.92	1.05	1.21	1.40
16	0.80	0.93	1.09	1.28	1.52	1.80
18	0.90	1.07	1.28	1.55	1.87	2.28
20	1.00	1.21	1.49	1.84	2.29	2.86
25	1.25	1.60	2.08	2.74	3.66	4.92
30	1.50	2.03	2.80	3.95	5.66	8.22
35	1.75	2.50	3.68	5.7	8.62	13.55

CARTA PARA EL DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO ASFALTICO, USANDO EL CBR DE LA SUB-RASANTE O EL VALOR SOPORTE DE PLACA

ESPEJOR TOTAL DE CONCRETO ASFALTICO EN PULGADAS, T_A



VALOR RELATIVO DE SOPORTE (CBR) %



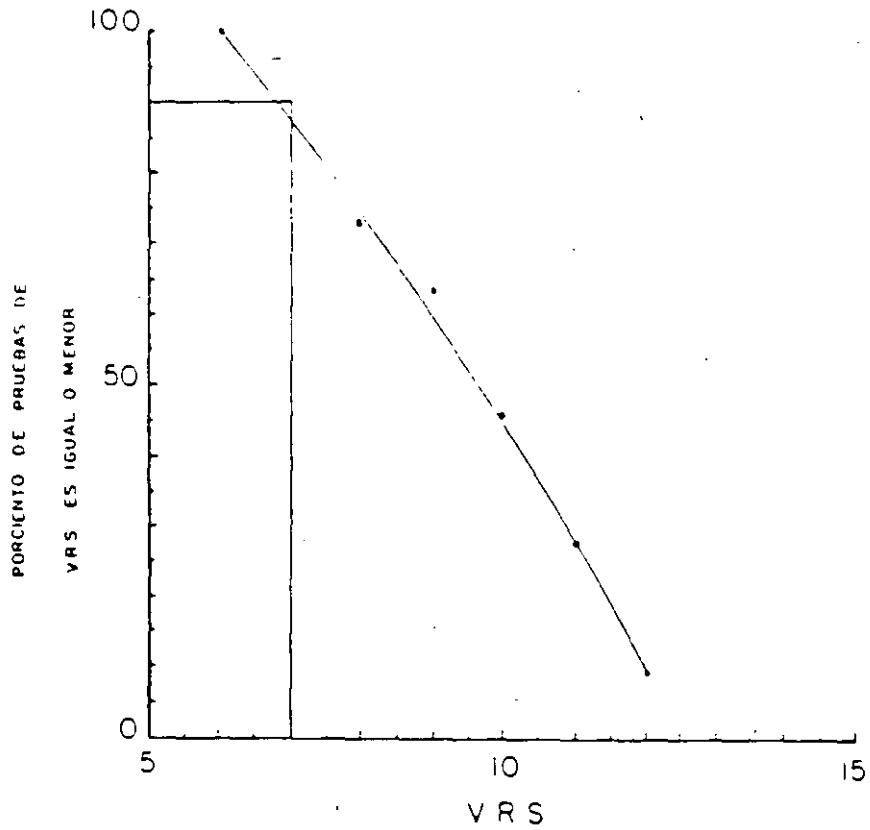
VALOR DE REACCION (lbs/pulg²), PLACA DE 12" DE Ø 0.2" DE DEFLEXION, 10 REPETICIONES

NUMERO DE TRAFICO PARA DISEÑO (DTN)



PRUEBAS EN QUE EL VRS. ES IGUAL O MENOR QUE:

VRS	NUMERO	PORCENTAJE
6	11	$(11/11)100=100$
7		
7	10	$(10/11)100=90.9$
8	8	$(8/11)100=72.7$
9		
9	7	$(7/11)100=63.6$
10		
10	5	$(5/11)100=45.4$
11		
11	3	$(3/11)100=27.3$
12	1	$(1/11)100=9.1$



VALOR RELATIVO DE SOPORTE DE DISEÑO, VRS = 7.3



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
MONTERREY, N. L.,
9-11 NOVIEMBRE DE 1994

**PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES**

7. DISEÑO Y EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS

ING. BENJAMÍN BARREDA AMIGON

**PROYECTO Y EVALUACION DE
PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS.**

M. en Ing. Fco. Fernando Rodarte Lazo.

MEXICO

I N D I C E

PAGINA

CAPITULO I

CAPITULO II

DIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS
DE AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS.

1).- Canalización del tránsito de vehículos 2 - 1

	PAGINA
2).- Intensidad de las cargas	2 - 4
3).- Presión de las llantas	2 - 10
4).- Frecuencia del tránsito	2 - 10
5).- Pavimentos diferenciales en sentido longitudinal	2 - 14
6).- Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento	2 - 16
7).- Textura de la superficie del pavimento - que afecta el frenado de los vehículos	2 - 21
8).- Condiciones de operación	2 - 24

CAPITULO III

METODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS.

1).- Método del Cuerpo de Ingenieros (CBR)	3.1-1
2).- Método de la Administración Federal de la Aviación, FAA	3.2-1
3).- Método del Departamento de Transporte de Canadá	3.3-1
4).- Método del Instituto del Asfalto	3.4-1

CAPITULO IV

CAPITULO V

METODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS RIGIDOS DE AEROPUERTOS.	5.1-1
1).- Método de la Asociación del Cemento - Portland (PCA)	5.1-1
2).- Método de la Administración Federal de Aviación FAA.	5.2-1
3).- Método del Reino Unido	5.3-1
4.- Proyecto de Método de Diseño para México	5.4-1

CAPITULO VI

CAPITULO VII

EVALUACION DE PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS
EN MEXICO

Evaluación de la Resistencia de Pavimentos
Flexibles

7 - 1

b).- Viga Benkelman, Método de Deflexión
Recuperada.

7 - 10

CAPITULO IIDIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS DE
AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS

Es aún frecuente la idea entre los Ingenieros, que los pavimentos de un aeropuerto no son más que el equivalente al de una carretera pero más ancho, más corto, de mayor espesor y que en lugar de automóviles o camiones transitan aviones. Desde luego, la finalidad principal de los pavimentos de aeropuertos, como la de los de las carreteras, es la de distribuir adecuadamente las cargas concentradas, de tal manera que la capacidad de soporte de las capas de apoyo no se exceda, así como la de permitir un tránsito adecuado de los vehículos; sin embargo existen diferencias sustanciales entre ambos pavimentos, derivadas de su operación.

A continuación, se presentan las principales diferencias entre los pavimentos de aeropuertos y los de carreteras.

1.- Canalización del tránsito de vehículos. -

En las carreteras de dos carriles, debido a la localización de las ruedas de los vehículos, la mitad de estas van cercanas a la orilla del pavimento; en las carreteras de cuatro carriles, debido a las legislaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, para cada sentido. Esta situación plantea una canalización del tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes se aplican próximas a la orilla del pavimento y en el caso de

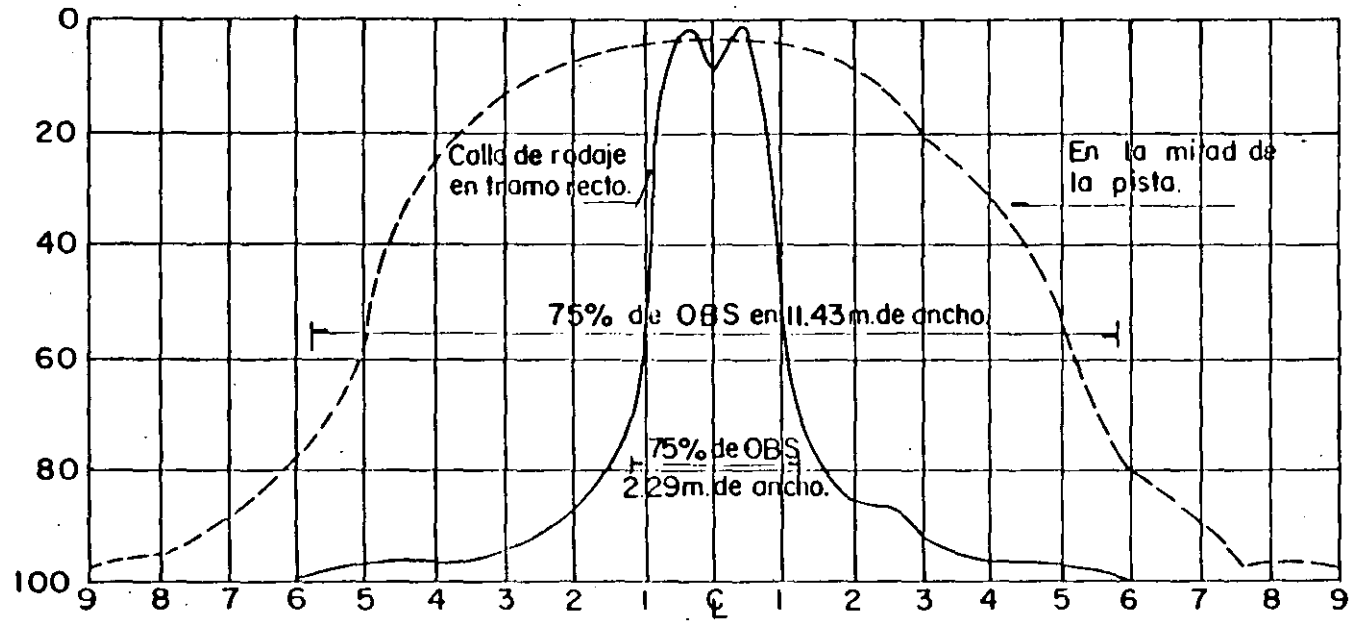
que se diseñara un pavimento diferencial, el mayor espesor debería quedar ubicado en las orillas de la carretera.

En el caso de aeropuertos la situación es diferente, ya que por las características de operación de las pistas y calles de rodaje, éstas son marcadas con pintura, y en algunas ocasiones con sistemas luminosos, a lo largo del eje de la vía. Esta condición obliga en los aeropuertos, a que la canalización del tránsito se realice en el centro de la pista y de la calle de rodaje, lo cual provoca que si se diseñan pavimentos diferenciales, el mayor espesor se encuentra en la franja central.

Para ilustrar con un ejemplo, en la fig. 2.1, se muestra la concentración del tráfico de aviones tanto en calles de rodaje como en pistas. Se puede observar que el 75 por ciento del tráfico se concentra en una franja central de 2.3 m de ancho en calles de rodaje y de 11.4 m de ancho en pistas.

En la fig. 2.2 se presenta la probabilidad de repeticiones de cargas del avión Boeing B-747 en el sentido transversal, ilustrada por el grupo de curvas de distribución normal. La repetición de cargas en un punto dado está gobernada por el ancho de las llantas, por el ancho del tren de aterrizaje y por las condiciones de operación, a este conjunto de parámetros se le denomina "ancho de banda" y abarca en este caso, el 98 % de las operaciones en la curva de distribución normal.

En la fig. 2.3 se presentan las probabilidades de repetición en



Distancia en metros del ζ a la huella del tren principal.

DISTRIBUCION DE LAS HUELLAS DEL TRAFICO DE AVIONES
 CON TRFNES PRINCIPALES DE RUEDAS DOBLES Y EN DOBLE TANDEM.

(De R.G. Packard)

Fig. 2 . 1

el sentido transversal para diversos aviones. Así, se ha observado que el ancho de bandas para calles de rodaje con luces de eje varía de 1.80 a 3.65 m (banda A), cuando no hay esta ayuda visual, la variación es de 3.65 a 6.10 m (banda B) para pistas con luces de eje varía de 4.60 a 7.60 m (banda C) y para aterrizajes normales varía de 10.70 a 13.70 m (banda D). Se puede ver por ejemplo que para un ancho de banda de 6.10 m (20 pies), la probabilidad, $P(y)$, de repetición de carga es de 0.42 por cada movimiento de avión B-747.

2.- Intensidad de las cargas.

Los camiones mas pesados que transitan en una carretera son del orden de 30 a 50 toneladas. Son vehículos del tipo semi-trailer, los cuales, incluyendo las ruedas del tractor, llegan a tener hasta 18 llantas (fig. 2.4).

En aeropuertos, un avión con el mismo peso como por ejemplo el Boeing 727, el B-737 o el Douglas DC-9, tienen únicamente 4 llantas principales y dos auxiliares.

De lo anterior se deduce que la intensidad de carga por ruedas es muy superior en aeropuertos que en carreteras, máxime si consideramos aviones tan pesados como el B-747, cuyo peso máximo es de 374 toneladas y únicamente tiene 16 ruedas principales y dos auxiliares (fig. 2.4).

En las figuras 2.5 y 2.6 se muestran las distribuciones de esfuerzos verticales que se producen bajo una rueda cuando se aplican las siguientes cargas:

1° Semieje con ruedas dobles, de un camión básico. Carga considerada en las ruedas dobles: 4,100 kg. (9,000 lb).

2° Pierna con 4 ruedas en doble tandem de un avión Boeing 747. Carga considerada por pierna: 84,000 kg (185,000 lb).

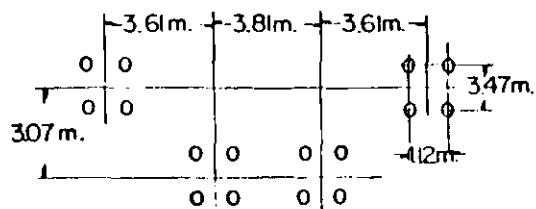
En la figura 2.5 el análisis teórico de esfuerzos se ha efectuado considerando al suelo como un medio homogéneo, sin embargo al existir capas superficiales de mayor rigidez, como es el caso de los pavimentos, los esfuerzos producidos por las cargas se reducirán más rápidamente con la profundidad, como puede verse en la figura 2.6 en la que se considera a la masa sustentadora como un sistema de tres capas, con diferentes módulos de elasticidad y diferentes espesores de las capas constitutivas.

Así por ejemplo, si se considera un suelo homogéneo con una resistencia al esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm^2 , los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo, en un espesor comprendido desde la superficie hasta la profundidad de 0.75 m, como puede verse en la figura 2.5; para el caso del avión B-747 el espesor en el que se presentan esfuerzos superiores a 0.5 kg/cm^2 , se incrementa a 2.7 m. Es decir que en el ejemplo citado, la profundidad de influencia de esfuerzos críticos es 3.6 veces mayor la provocada por el -

avión B-747 que la provocada por el camión básico de 8.2 ton/eje.

Por otra parte, si se considera un pavimento como un sistema de tres capas en las que la relación entre sus módulos de elasticidad sea $E_1/E_2 = 10$ y $E_2/E_3 = 2$, como se ejemplifica en la figura 2-6, los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo natural, o sea 0.5 kg/cm², en un espesor comprendido desde la superficie hasta una profundidad de 0.30 m (fig. 2.6) y el B-747 producirá esfuerzos mayores de 0.5 kg/cm² hasta una profundidad de 1.20 m; o sea, que en este caso, el espesor de pavimento requerido por el avión B-747 será 4 veces mayor que el requerido por el camión básico.

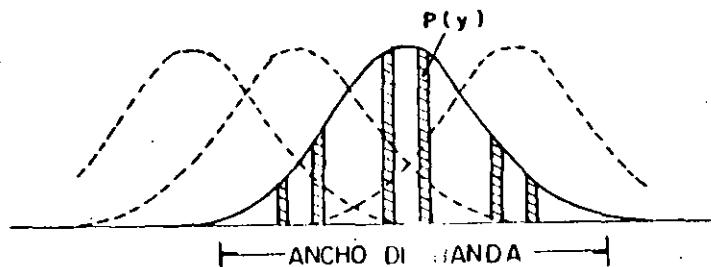
PLANTA :



PERFIL :



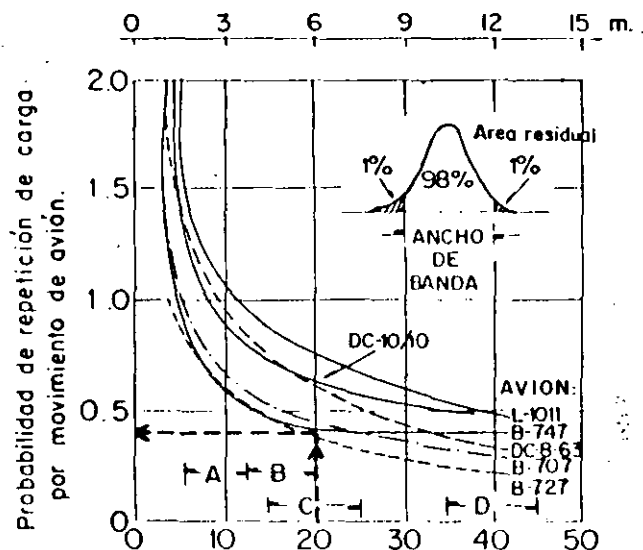
a) TREN DE ATERRIZAJE Y CONFIGURACION DE RUEDAS



b)

CURVAS DE PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGAS
DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES DE REPETICION DE CARGAS EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA AVION B-747 (de N.C. Yang)

Fig. 2.2



ANCHO DE BANDA EN PIES

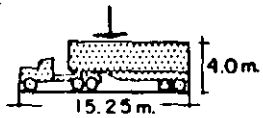
- Banda A Calles de rodaje con luces de eje = 6-12pies(1.80-3.65m)
- Banda B Carreteo normal 12-20 pies (3.65-6.10m.)
- Banda C Pista con luces de eje =15-25pies(4.60-7.60m.)
- Banda D Aterrizaje normal 35-45 pies (10.70-13.70m.)

DISTRIBUCION DE LA PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA DIVERSOS TIPOS DE AVION(de N.C. Yang)

Ej: Avión B-747
 ancho de banda = 20pies = 6m.
 probabilidad de repetición de carga = $P(y) = 0.42 / \text{mov.}$

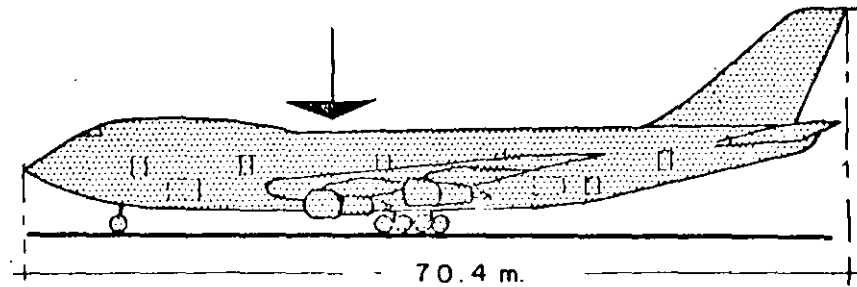
Fig. 2.3

Peso total = 34 ton.



B - 7 4 7

Peso total = 374 ton



Numero de llantas Carga por rueda (max.)

16 principales _____ 1 800 kg.

2 direccionales _____ 2 500 kg.

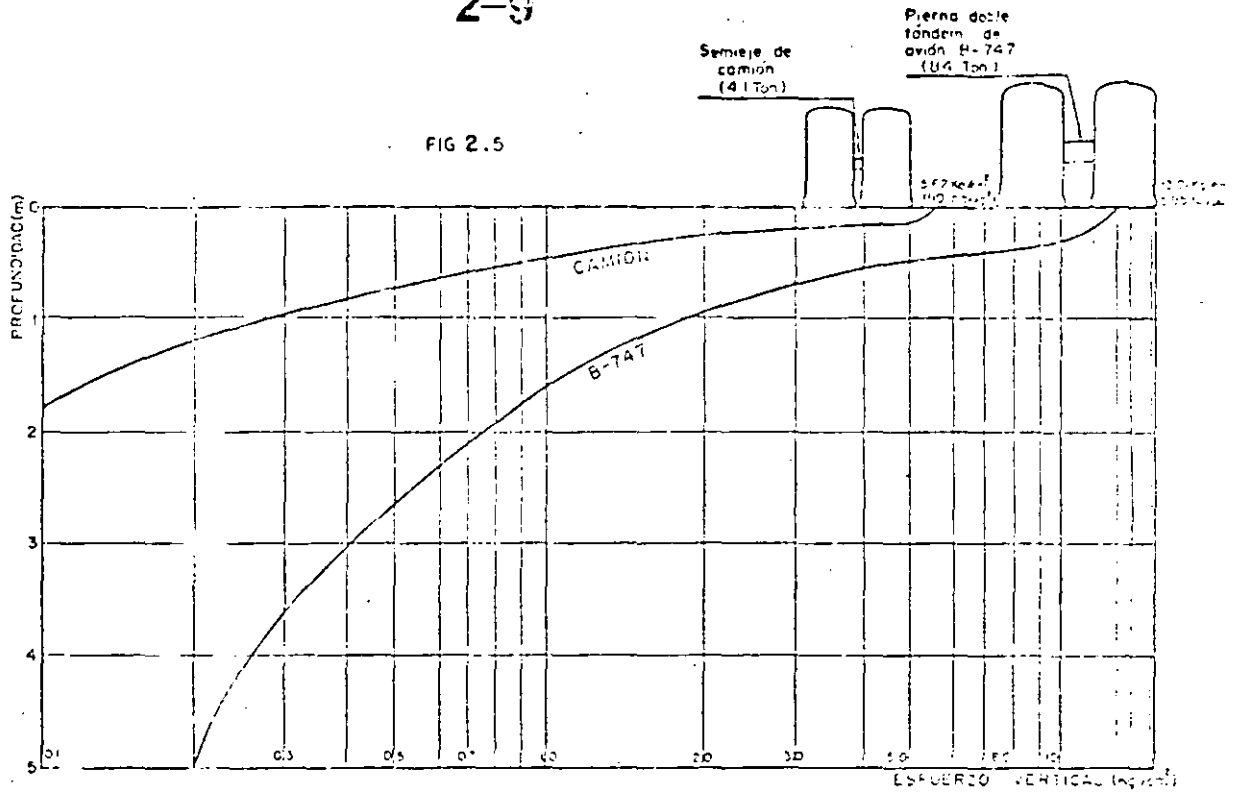
Numero de llantas Carga por rueda (max.)

16 principales _____ 21,500 kg.

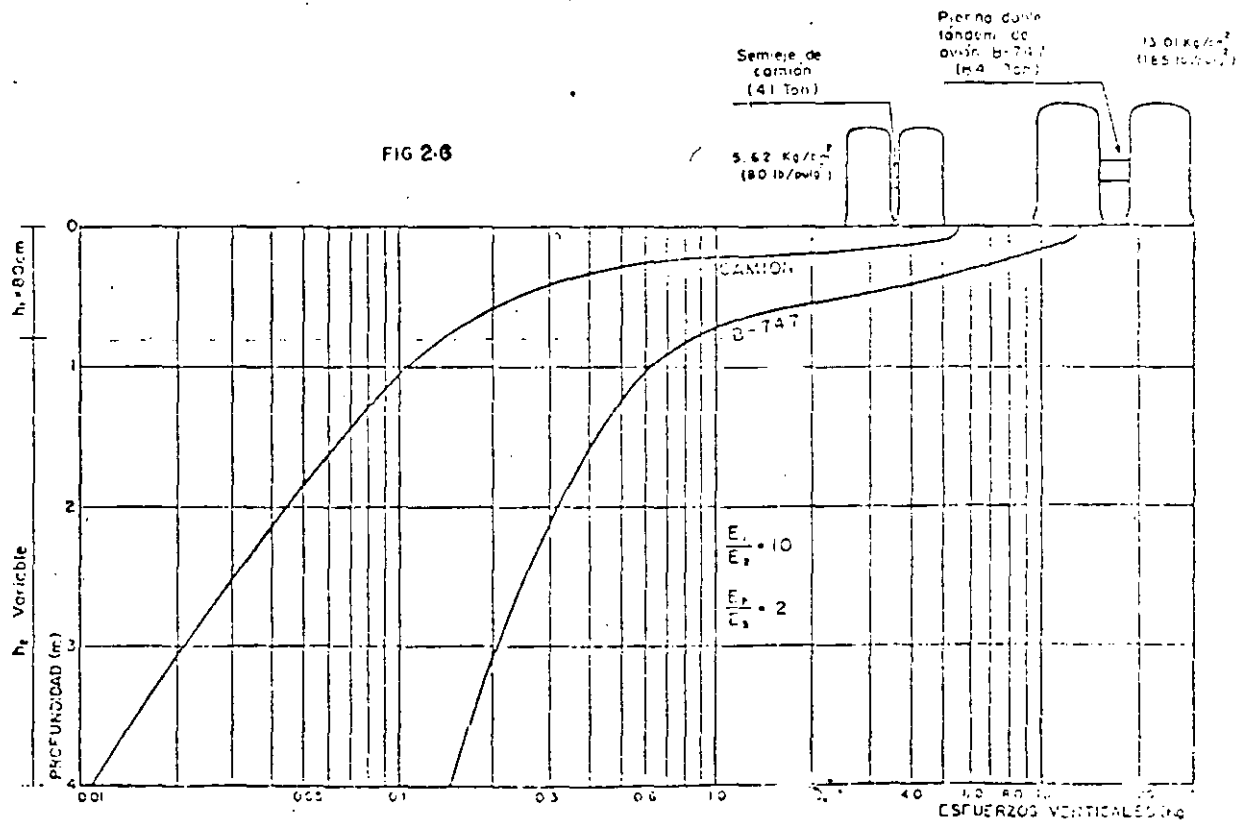
2 auxiliares _____ 15,000 kg.

INTENSIDAD DE LAS CARGAS

Fig. 2-4



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGENEO (De la carta de Terzaghi)



EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN SISTEMA DE TRES CAPAS (De la carta de Terzaghi)

3.- Presión de las llantas.-

Este concepto puede ser considerado como una consecuencia del anterior; así se tiene que mientras en carreteras la presión de inflado de las llantas varía de 1.69 kg/cm^2 (24 lb/pulg^2) a 5.62 kg/cm^2 . (80 lb/pulg^2) en números redondos; en aeropuertos estas presiones son del orden de 14.06 kg/cm^2 (200 lb/pulg^2) llegando en algunos aviones militares a presiones de 28.12 kg/cm^2 (400 lb/pulg^2).

4.- Frecuencia del tránsito.-

En carreteras, la separación entre un vehículo y otro subsecuente dependerá de la propia geometría de la carretera y de la velocidad de circulación. Así, a velocidades medianas (60 km/hr) puede pasar un vehículo cada 1.5 segundos en promedio, lo que da un volumen de tráfico por carril de más de $2,000$ vehículos por hora en condiciones de máxima capacidad (fig. 2.7).

En aeropuertos, por razones de control de tránsito aéreo bajo condiciones visuales, la separación entre dos aviones sucesivos que se aproximan al aeropuerto no puede ser inferior a la distancia que hay entre el umbral de aproximación de la pista y el punto donde el avión precedente la desocupa (fig. 2.7), es decir, dependerá del número de calles de rodaje de salida que la pista tenga, de la velocidad de salida y de las-

CARRETERAS



Capacidad máxima por carril:
2,000 automóviles/hora.
(a 50 - 60 km./hr.)



Capacidad máxima.-
Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora.
Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora.
(a 60 km/hr.)

AEROPISTAS



Capacidad práctica horaria.-
operación visual (VFR): 45 a 99 op./hr.
operación por instrumentos (IFR): 42 a 53 op./hr.

NOTA: El valor mayor es para
pistas que solo reciben
aviones bimotores y
monomotores.
El valor menor es para
pistas que reciben una
mezcla de aviones en
que el 60% son
cuatrirreactores o aviones
mayores.

Frecuencia del tránsito.
Fig. 2-7

condiciones meteorológicas de operación. Bajo condiciones de instrumentos, la separación mínima se puede incrementar hasta 5 millas náuticas (9,260 m) entre un avión y otro. Esta situación se presentará solamente bajo condiciones de tránsito intenso y en la mayoría de los aeropuertos del mundo la separación es aún mayor, es decir, que entre un avión y otro, pueden pasar varios minutos y hasta horas.

Además de lo anterior, existe la circunstancia de que es muy poco probable que un determinado punto del pavimento de una pista tenga que soportar una repetición de carga cada vez que ocurra una operación. Esto se puede ejemplificar con las figs. 2.3, 2.8 y 2.9. La localización del punto de toma de contacto de un avión es variable, ya que depende de factores tales como el tipo de avión, la técnica del piloto, la temperatura y elevación del aeropuerto, los mínimos meteorológicos y la velocidad y dirección del viento. En el momento del toque el avión lleva una velocidad horizontal de 125 a 145 nudos (230 a 270 km/hr) y una velocidad vertical descendente de 0.6 a 1.80 m/seg. (2 a 6 pies/seg.)

En la fig, 2.8 aparece como centro de la zona de toma de contacto la línea situada a una distancia de 380 m (1,250 pies) del umbral de la pista. Se ha observado que el 90% de los aterrizajes quedan en una zona de 457 m (1,500 pies) que se le ha denominado zona de toma de contacto. La distribución longitudi —

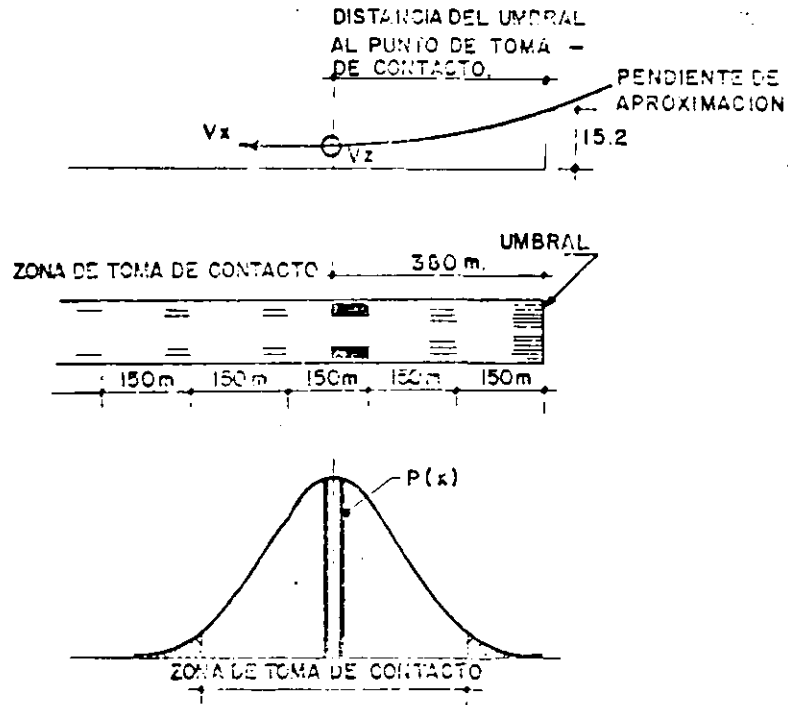


FIG.-2-8 DISTRIBUCION LONGITUDINAL DE CARGAS (de N.C. Yang)

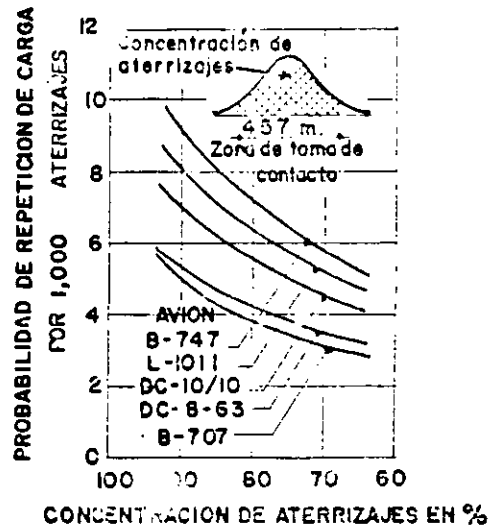


FIG -2-9 PROBABILIDAD DE DISTRIBUCION LONGITUDINAL EN TOMA DE CONTACTO. (de N.C. Yang.)

nal de las líneas de toma de contacto está representada por la curva de Gaus de la fig. 2-8.

La fig. 2-9 presenta la distribución de probabilidad longitudinal de la línea de toma de contacto para diversos aviones; así por ejemplo la probabilidad, $P(x)$, de repetición de la toma de contacto para el B-747 es 0.0092 por aterrizaje, y la probabilidad de repetición del impacto de aterrizaje en un punto será $P(x) \cdot P(y)$, la que para el B-747 que se ejemplifica es:

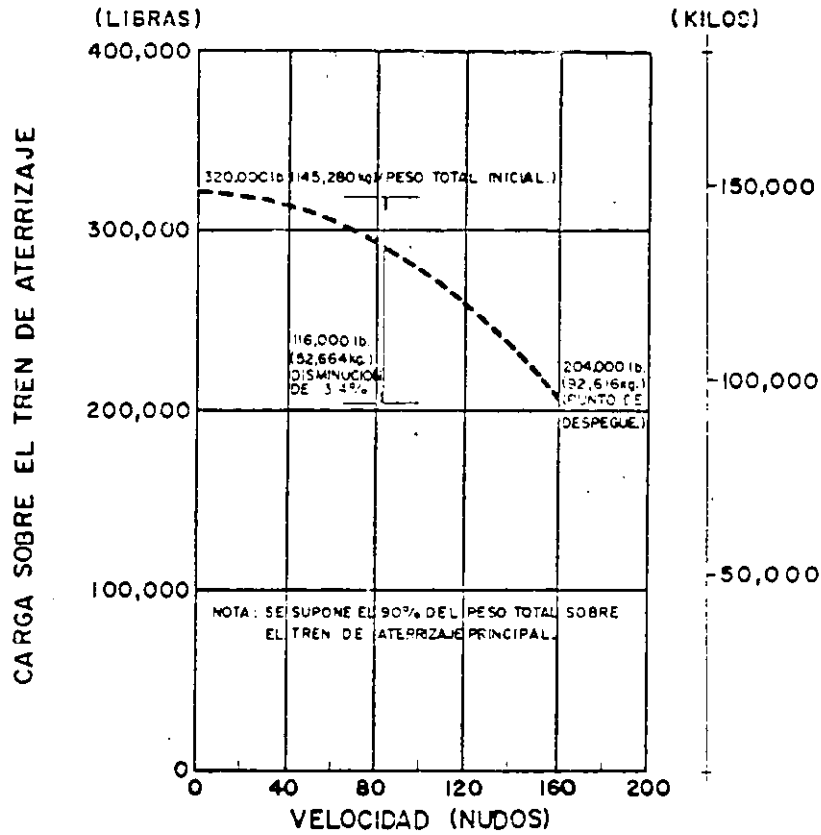
$0.42 \times 0.0092 = 0.0038$, es decir, que la probabilidad de aterrizaje normal del B-747 para que la carga se repita en el mismo punto, es 0.0038.

5.- Pavimentos diferenciales en sentido longitudinal.

A lo largo de las carreteras el pavimento está sujeto a efectos constantes de cada carga, ya que independientemente de la velocidad y efectos de impacto, el peso del vehículo no cambia y solamente, para un vehículo en particular, se presentaría una reducción en el peso a lo largo de su trayecto, por el consumo de combustible, cuyo peso es despreciable comparado con el del propio vehículo.

En aeropuertos, la operación de los vehículos se debe considerar bajo otras bases, ya que al analizar un despegue, a medida que aumenta la velocidad, se empieza a generar sustentación en las alas, las cuales comienzan a liberar el peso del avión sobre el tren de aterrizaje y consecuentemente sobre el pavimento. En la fig. 2-10 se ejemplifica este efecto para el caso de un avión

FIG. 2-10



TRANSFERENCIA DE CARGA AL PAVIMENTO DURANTE EL DESPEGUE
DE UN AVION BOEING 707-300C
 (De H.R. Lee y J.L. Scheffel.)

Boeing 707-300C.

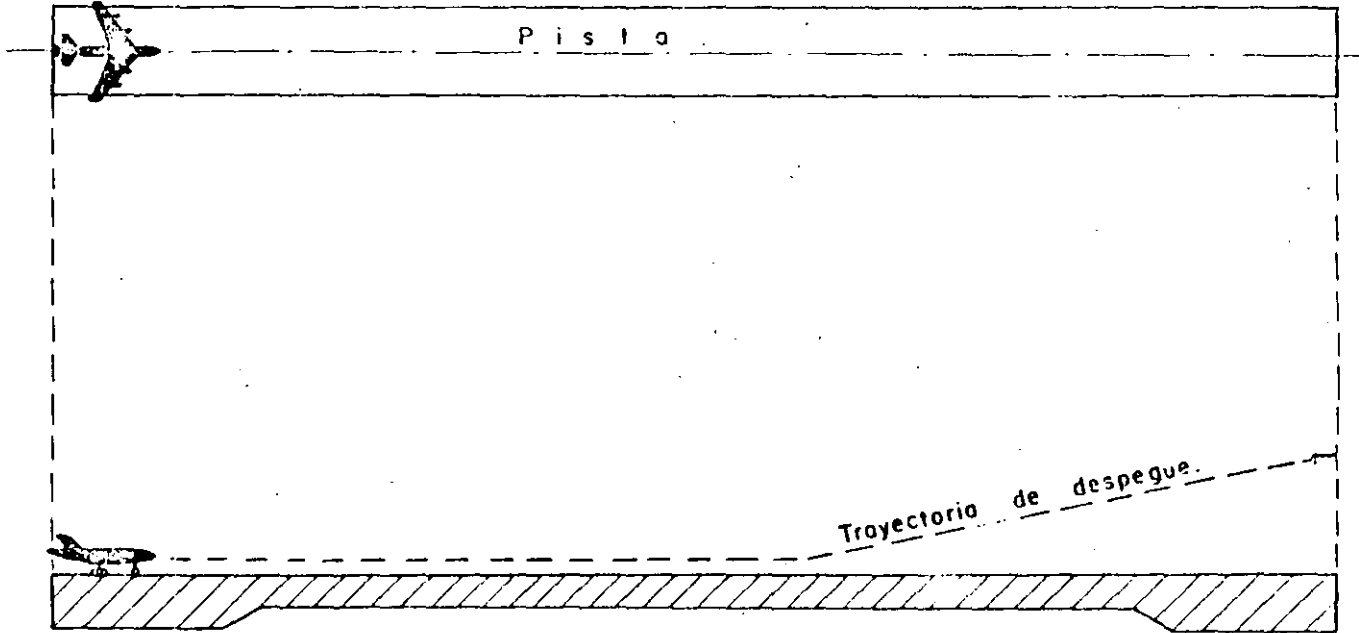
Por lo anterior se puede deducir que en aquellas pistas de aeropuertos que no serán utilizadas como rodajes, es posible en el tramo central (en el sentido longitudinal) reducir el espesor de pavimento, ya que las cargas actuantes son menores que al inicio de la carrera de despegue (fig. 2-11).

Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos. Recientes mediciones en el aeropuerto de Dayton, E. U. U., mostraron que el impacto promedio producido por los aterrizajes normales fue de 65% de la carga estática, pudiendo llegar en el caso de aterrizajes "duros" a 210% de la carga estática.

6.- Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento.

En trayectos muy largos y a velocidades uniformes los vehículos carreteros pueden entrar en resonancia si se tienen alteraciones de la rugosidad en forma uniforme, como por ejemplo las juntas transversales en los pavimentos de concreto hidráulico. Esta resonancia que puede ser notoria o no, la percibe el organismo del conductor y el cerebro, dentro de una caja de resonancia que es el cráneo, puede llegar a perder sensibilidad para efectos reflejos. En estudios sobre el tema se ha encontrado que en algunos accidentes en carreteras este fenómeno puede ser importante; en consecuencia, las condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento para una carretera son aspectos que deben tomarse en cuenta en forma seve-

Planta



Corte en el E

Pavimento Diferencial en Sentido Longitudinal de Pistas.

(Croquis)

Fig.2-11

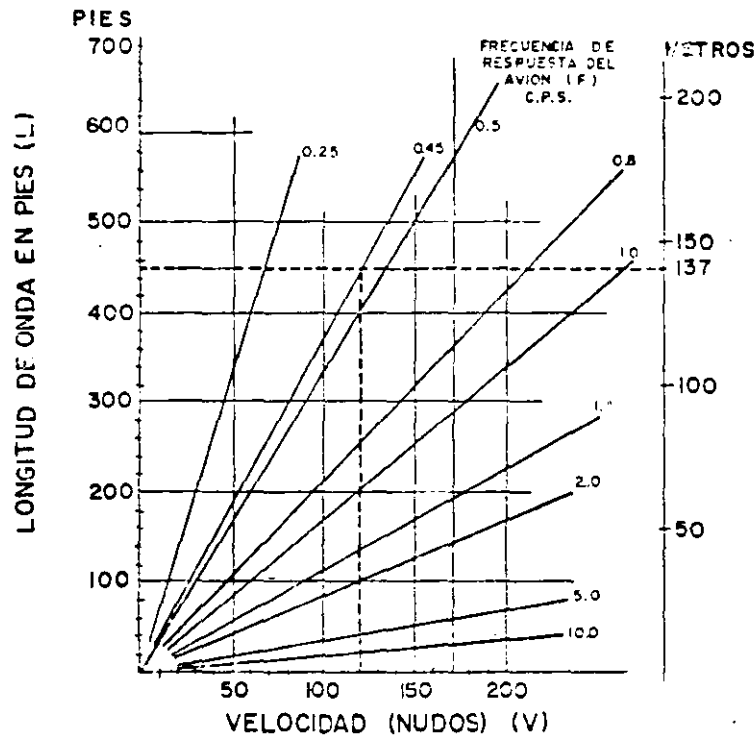
ra, sobre todo en pavimentos rígidos.

En aeropuertos la situación es totalmente diferente ya que las condiciones de rugosidad pueden determinar dos características no deseables para la operación de los aviones sobre la superficie de rodamiento de una pista y que, dependiendo de la velocidad, en términos generales son:

La primera, que se puede referir propiamente al perfil longitudinal del pavimento y que consiste en las ondas de gran longitud relativa, que provoca oscilaciones alrededor del eje transversal del avión; la segunda, que consiste en las ondas de corta longitud relativa (inferior a los 30 m) y que provoca vibraciones.

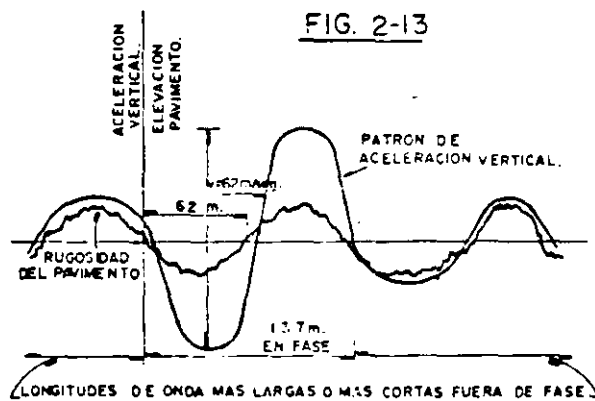
Estas dos características pueden provocar sobreesfuerzos en la estructura del avión, alteraciones en las lecturas de los instrumentos e incomodidad para los pasajeros; por su parte el pavimento tendrá que soportar mayores esfuerzos. Por lo que se refiere a la oscilación del avión, el movimiento del tren de aterrizaje se puede asimilar a un movimiento armónico simple que combinado con la traslación del avión genera una cicloide compuesta con tendencias a una curva sinusoidal. En las figs. 2.12 y 2.13 se ejemplifica este fenómeno para el caso del avión Boeing 707-320B. En la fig. 2.12 se puede observar que para que se produzca la resonancia del

FIG. 2-12



VARIACION DE LA LONGITUD DE ONDA VS VELOCIDAD PARA VARIAS FRECUENCIAS.
(De H.R. Lee y J.L. Scheffel)

FIG. 2-13



RELACION ENTRE LA ACCELERACION VERTICAL Y LA RUGOSIDAD
(De H.R. Lee y J.L. Scheffel)

avión intervienen la longitud de onda, la velocidad del avión y la frecuencia de respuesta del avión, Así se tiene, que para una velocidad dada, la longitud de onda aumenta al disminuir la frecuencia de respuesta del avión; para una frecuencia dada, la longitud de onda aumenta al aumentar la velocidad y para una longitud de onda o para una velocidad dada solo puede haber una combinación que produzca resonancia.

En la fig. 2-13 se ha dibujado el momento en que el avión B-707 entra en resonancia cuando la rugosidad de la pista tiene una longitud de onda de 137 m (450 pies), el avión lleva una velocidad de 120 nudos = 62 m/seg. (203 pies/seg.) y su frecuencia de respuesta es de 0.45 ciclos/seg.

Independientemente de la investigación del movimiento, el efecto en el avión es que, a oscilaciones extremas, el ángulo de ataque de las alas se cambia en forma arbitraria durante la carrera de despegue, provocando alteraciones en la generación de sustentación y originando que la longitud de pista se incremente, Por las oscilaciones, el tren de nariz puede llegar a despejarse totalmente y al regresar al pavimento, causar impactos de mas del doble de su carga estática.

Además, en las simas, también se pueden presentar impactos en el tren principal, que lo trasmite al pavimento, con un incremento del peso estático del orden del 65%. Finalmente se puede producir en las cimas del perfil, despegues falsos con el consiguiente regreso del avión al pavimento, generando esfuerzos y consecuentemente

mente deformaciones adicionales a la estructura del pavimento.-

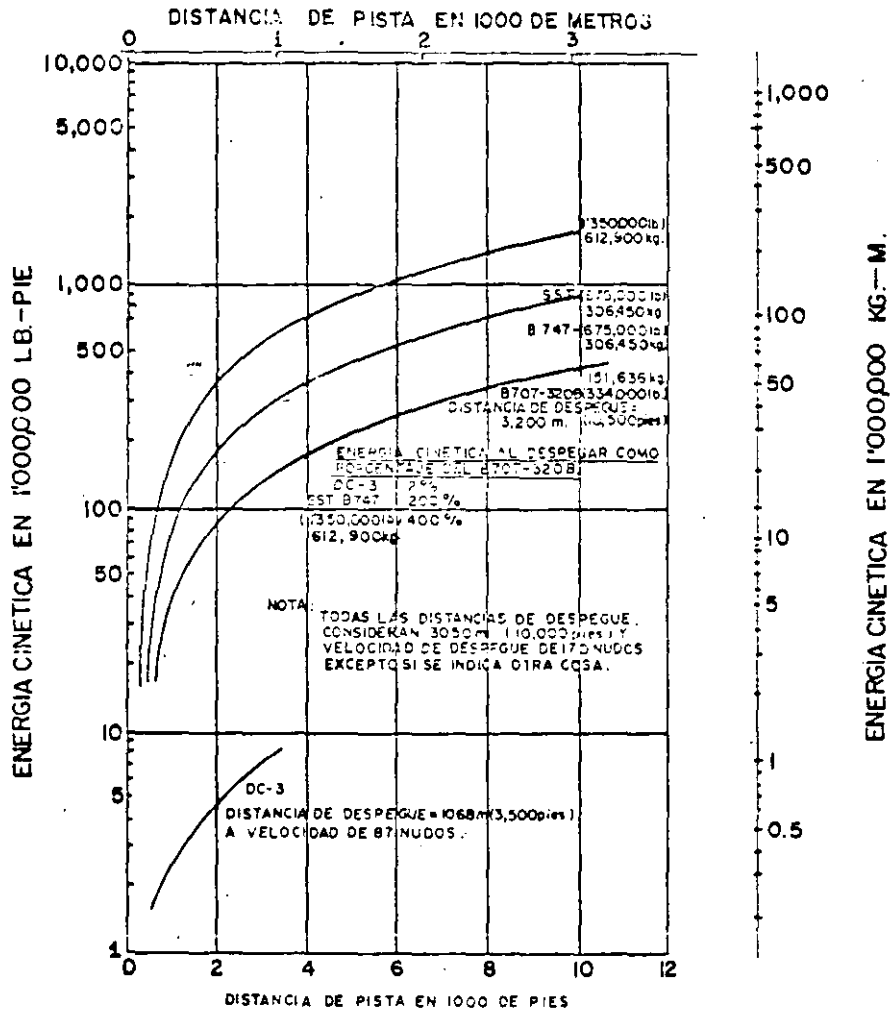
Estos efectos sobre el pavimento están en función de la energía cinética que lleve el avión, la cual a su vez está en función de la masa y la velocidad. En la fig. 2-14 se indica la energía cinética para varios aviones en función de la distancia que lleven a partir del inicio de la carrera de despegue.

En la fig. 2-15 se presenta un ejemplo del impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues de un avión B-727. En la fig. 2-16 se presenta el efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues del mismo avión. Puede observarse que el efecto de la sustentación no logra neutralizar el impacto, sin embargo, cuando la superficie del pavimento tiene pocas irregularidades, el impacto se reduce considerablemente.

7.- Textura de la superficie del pavimento que afecta el frenado de los vehículos.-

Tanto en carreteras como en aeropuertos es muy importante que la textura del pavimento provea un adecuado coeficiente de rozamiento para reducir accidentes. En ambos casos el coeficiente de rozamiento puede ser afectado por la temperatura (principalmente en los pavimentos flexibles), por lluvia, nieve, derrame de combustibles, aceites u otras impurezas, por afloramiento de asfalto (en el caso de pavimentos flexibles) y por desgaste de la propia superficie del-

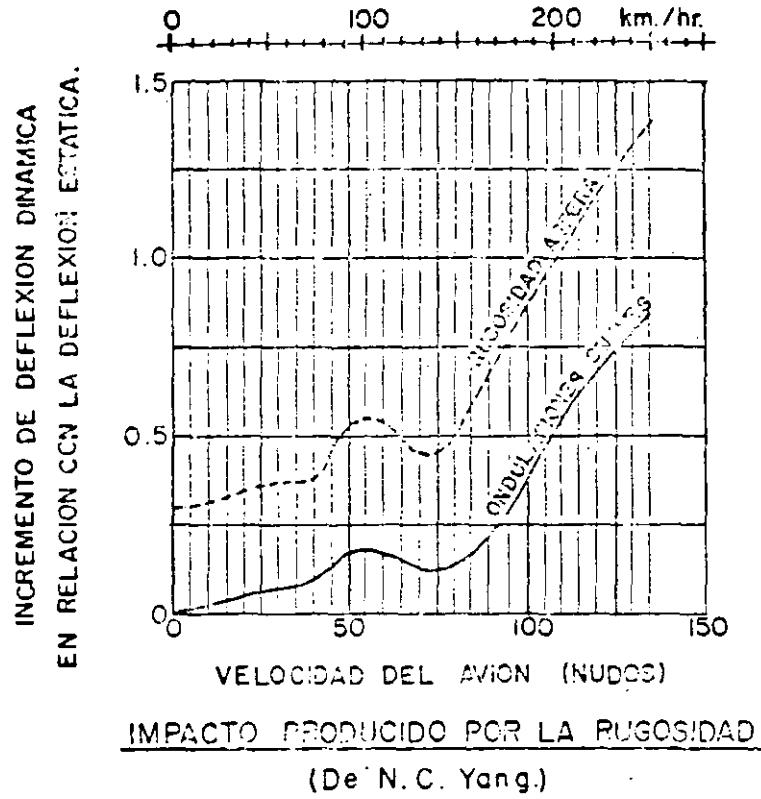
FIG.2-14



ENERGIA CINETICA Y DISTANCIA DE PISTA.

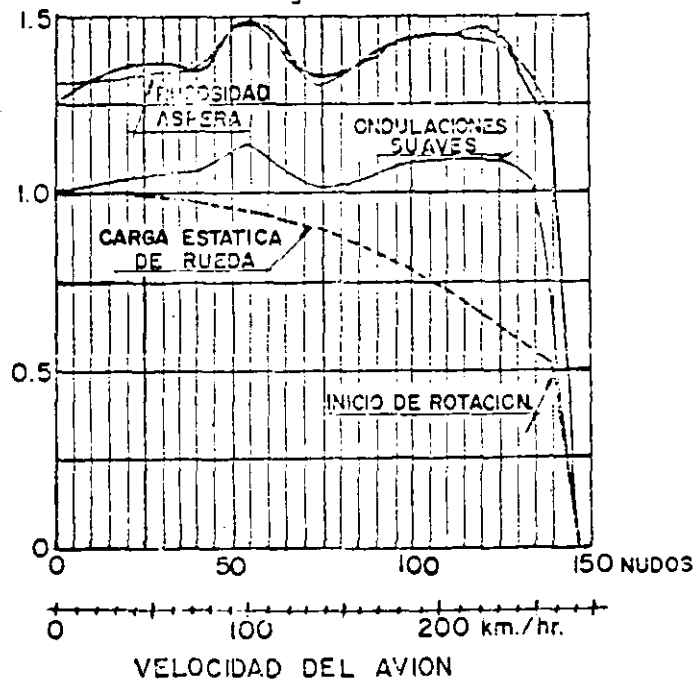
(de H.R. Lee y J.L.Scheffel.)

Fig. 2-15



CARGA EFECTIVA DE RUEDA EN RELACION
CON LA CARGA ESTATICA.

Fig. 2-16



EFFECTO DE LA SUSTENTACION DE LAS ALAS EN
EL IMPACTO PRODUCIDO POR LA RUGOSIDAD.

(Fuente: N.C. Yang.) (Adaptada por F.F. Rodarte)

pavimento (en aeropuertos el desgaste es mucho menor).

El coeficiente de rozamiento se disminuye al incrementarse la velocidad del vehículo. La velocidad de circulación en las carreteras de México, está limitada a 100-125 km/hr; en aeropuertos la velocidad que lleva el avión en el momento de toque en la pista es de 230 a 270 km/hr (125 a 145 nudos) y en los rodajes de alta velocidad, los aviones circulan a velocidades de 90 a 110 km/hr (50 a 60 nudos.)

Una diferencia entre las carreteras y los aeropuertos es la circunstancia de que en las zonas de toque de las pistas, las llantas de los aviones dejan impregnado un poco de su caucho en la superficie del pavimento, lo que, a través de un buen número de aterrizajes, hace que aparezca una película de caucho cubriendo dicha superficie.

El caucho impregnado en grandes cantidades, en las pistas de mucho tráfico, impide el drenaje de la lluvia proporcionando de esta manera las condiciones para que se produzca el peligroso fenómeno de "hidroplaneo", lo que incrementa grandemente las distancias en que pueden detenerse las aeronaves al efectuar el aterrizaje.

8.- Condiciones de operación. -

En cualquier carretera o camino es relativamente fácil modificar la circulación de vehículos, alterando la velocidad de los mismos

para efectuar reparaciones, atender accidentes ó efectuar trabajos de mantenimiento rutinario. En los aeropuertos no es posible considerar esta posibilidad, ya que la velocidad de desplazamiento de los aviones dependerá de su peso y de las necesidades que se tengan de generación de sustentación ó frenamiento; por lo que no es simple realizar trabajos sobre un pavimento de un aeropuerto que ya está en operación.

Esta situación, obliga a pensar que los pavimentos deben ser concebidos pensando que no haya deterioro, debido al tránsito de cargas o al intemperismo, que obligue a realizar grandes trabajos sobre ellos, ya que en este momento la pista debe cancelarse a operaciones y en consecuencia, si el aeropuerto tiene una sola, se tendrán clausuradas las operaciones por el tiempo que duren los trabajos.

CAPITULO IIIMETODOS PARA PROYECTO, DE PAVIMENTOS
FLEXIBLES DE AEROPUERTOS

En este capítulo se presentarán cuatro métodos básicos para el proyecto de pavimentos flexibles de aeropuertos,

1) el método del Cuerpo de Ingenieros; 2) el método de la Administración Federal de Aviación, FAA; 3) el método del Departamento de Transporte de Canadá y 4) el método del Instituto del Asfalto.

1). -Método del Cuerpo de Ingenieros (CBR).-

El método CBR (California Bearing Ratio), ó VRS (Valor Relativo de Soporte) como se le conoce en México, tuvo su origen en el año de 1928, desarrollado por la división de carreteras del Estado de California, Estados Unidos. O.J. Porter fué el hombre mas íntimamente ligado con el desarrollo de este método.

Es quizá el método CBR el mas utilizado en el mundo, incluso mas que todos los otros métodos de diseño de pavimentos juntos.

- El método CBR fué adoptado y actualizado para aeropuertos por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos a principios de la Segunda Guerra Mundial. (Por esas mismas fechas, en los 1940 as; la División de Carreteras de California -

abandonó el método CBR y adoptó el desarrollado por F.N. - Hveem).

La prueba CBR es una prueba de penetración, cuyo resultado es un índice que expresa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. La prueba consiste en penetrar la muestra del suelo (compactada en laboratorio, inalterada, o prueba " in situ ") por medio de un pistón de $3 \text{ pulg}^2 = 19.35 \text{ cm}^2$ de área (aprox. 2 pulg. = 5 cm. de diámetro) a una velocidad de carga que provoque una penetración de 0.05 pulg/min. El CBR del suelo es su resistencia a la penetración del pistón de 0.1 " = 2.54 mm expresada como un porcentaje respecto a la resistencia de una grava triturada estandarizada. La grava triturada estandar tiene una resistencia de $1,000 \text{ lb/pulg}^2 = 70.37 \text{ kg/cm}^2$, es decir requiere de una fuerza sobre el pistón de $3,000 \text{ lb} = 1,361 \text{ kg}$.

Sin embargo, si el CBR calculado a partir de una penetración de 0.2 ", es mayor, se utiliza este último para propósitos de diseño.

Una de las ventajas del método CBR es la sencillez con la que el diseño puede ser llevado a cabo, pero tiene la desventaja de que como la prueba es empírica, el diseño está basado en correlaciones.

El método CBR requiere además pruebas adicionales de laboratorio, como son las de granulometría y la determinación —

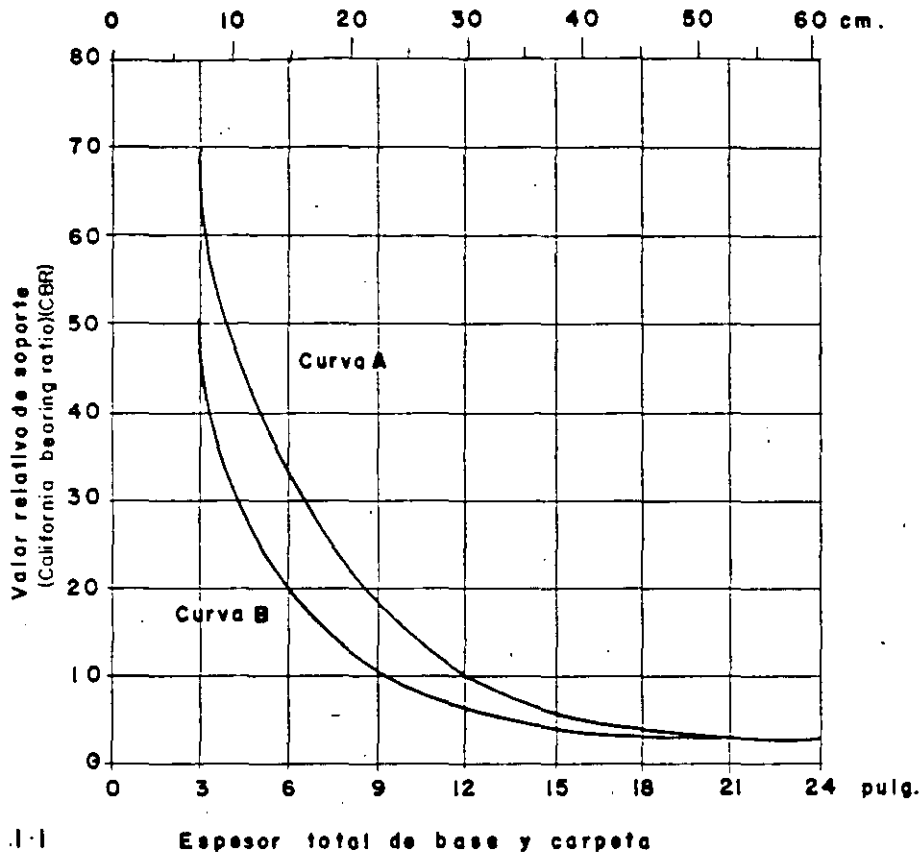
de los límites de Atterberg.

Al adoptar el Cuerpo de Ingenieros el método CBR, partió de las curvas de diseño para carreteras -- (del Estado de California) existentes en esa época; en la fig. 3.1.1 se muestran dichas curvas; la curva B indicaba el espesor mínimo de pavimento requerido para tráfico ligero y la curva A el requerido para tráfico pesado, que era de 9,000 libras (4,082 kg) por rueda. Debido a las diferencias de intensidad de las cargas y de canalización del tráfico, el Cuerpo de Ingenieros supuso que la carga de 9,000 libras (4,082 kg) por rueda de vehículo terrestre era equivalente a una carga de 12,000 libras (5,443 kg) por rueda de avión.

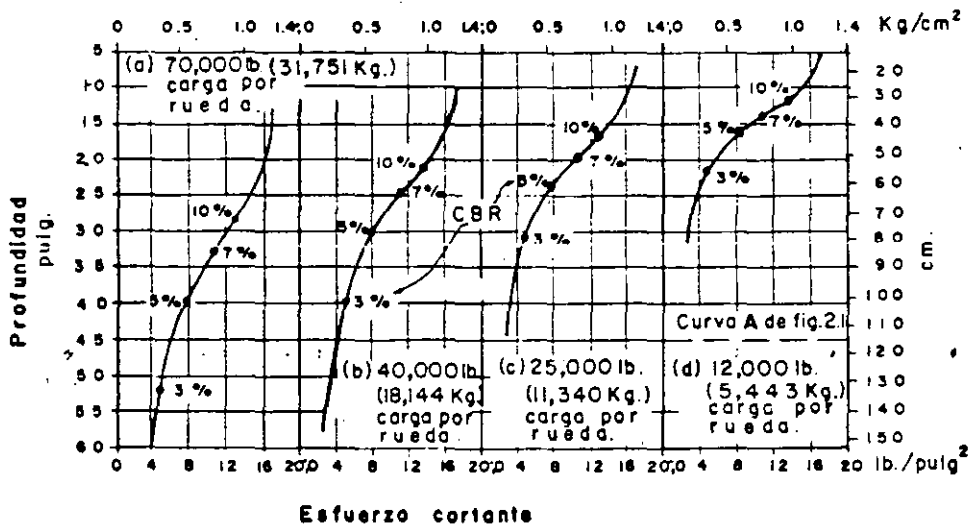
El método de extrapolación de las curvas para mayores cargas de rueda sencillas se muestra en la fig. 3.1.2. Los esfuerzos cortantes fueron calculados para varias cargas de rueda y graficados en función de la profundidad, como se indica en la fig. 3.1.2. Se consideró una presión de contacto de 60 lb/pulg² (4.22 kg/cm².) que era la presión de inflado de los aviones militares de la época; así mismo, se consideró que el área de contacto era circular.

La curva de la extrema derecha de la fig. 3.1.2 corresponde a los esfuerzos cortantes calculados para una carga de rueda sencilla de 12,000 lb (5,443 kg); algunos valores de CBR de la curva A de la fig. 3.1.1 también se han indicado en función del espesor. Por ejemplo, en la fig. 3.1.2, para una carga de -----

3.1-4



Espesor total de base y carpeta en relación con los valores de CBR (cuerpo de ingenieros)



12,000 lb (5,443 kg), el esfuerzo cortante a una profundidad de 21 pulg (53.3 cm) es de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²); de la curva A, fig.3.1.1, el CBR para esta misma profundidad es de 3%. Los espesores de base y carpeta correspondiente a los valores CBR de 3, 5, 7- y 10% están graficados en esta curva de esfuerzos.

A partir de lo anterior se supuso que un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) correspondía a un CBR de 3%. Entonces, para extrapolar los valores CBR a una carga por rueda de 25,000 lb — (11,440 kg), un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) se presenta a la profundidad de 31 pulg (78.7 cm). Por tanto una subrasante que tenga un CBR de 3% y que vaya a soportar una carga por rueda de 25,000 lb (11,440 kg), requiere un espesor de pavimento de 31 pulg. (78.7 cm).

El mismo procedimiento se utilizó para las demás cargas por rueda mostradas en la fig.3.1.2.

Las profundidades, que representan espesores, fueron entonces graficadas relacionándolas con los valores CBR y obteniéndose las primeras curvas tentativas de diseño como la mostrada en la fig.3.1.3.

Desde un punto estrictamente teórico, las consideraciones supuestas, en los cálculos, tenían fuertes limitaciones; una de ellas es la consideración de que la estructura del pavimento es una masa homogénea. Sin embargo el análisis fué un buen comienzo y probó estar esencialmente de acuerdo con las pruebas efectuadas posteriormente a escala natural.

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

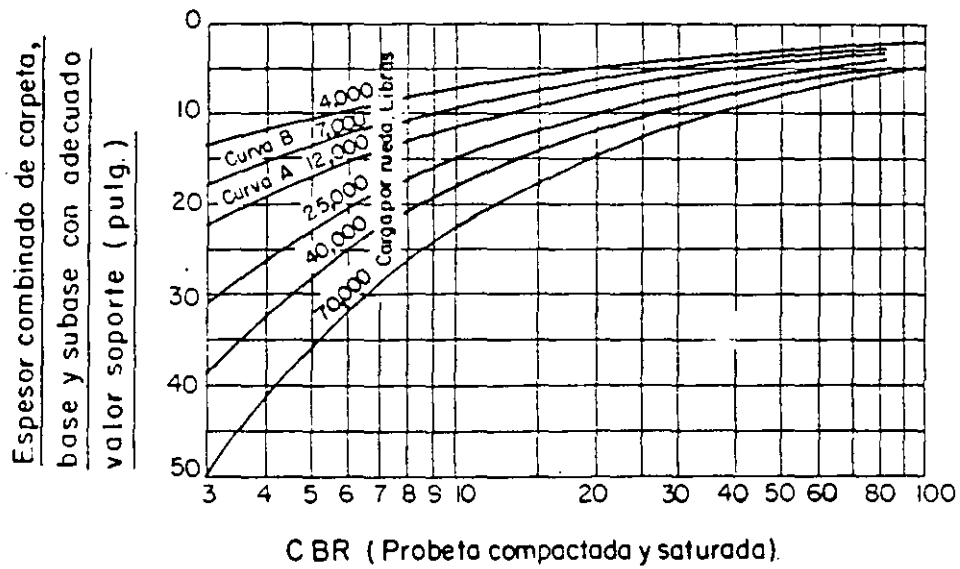


Fig. 3.1-3 Curvas tentativas de diseño de pavimentos flexibles
(Cuerpo de Ingenieros)

Los resultados de las investigaciones empíricas mostraron - que las curvas establecidas a partir de consideraciones teó- ricas eran conservadoras para los valores altos de CBR, y para las cargas de rueda más pesadas, y con valores bajos de CBR, proporcionaban espesores de pavimento insuficientes.

A finales de la Segunda Guerra Mundial aparecieron los avio- nes con piernas de trenes de aterrizaje constituidas por rue- das dobles (avión B-29) ; por tanto, se requirió un análisis del efecto de esta configuración de ruedas sobre el espesor- de pavimento y el desarrollo de curvas de diseño apropiadas para dicha configuración.

La fig.3.1.4 ilustra el concepto del mencionado análisis. La carga total de la pierna con ruedas dobles es P_d ; la distan- cia entre las ruedas es S_d centro a centro y "d" entre las ca- ras interiores. Debido a la forma del bulbo de esfuerzos, se supuso que a profundidades menores que "d/2" no ocurría - traslape de esfuerzos; entonces, el esfuerzo a esas profundi- dades es el provocado por una sola de las ruedas con carga- $P_d/2$. Por otra parte, a una profundidad de aproximadamente $2 S_d$, el efecto del traslape de esfuerzos es equivalente al - provocado por una rueda sencilla con carga de P_d . Se supuso que las cargas de rueda equivalente correspondientes a pro- fundidades intermedias entre "d/2" y $2 S_d$ tienen una varia-

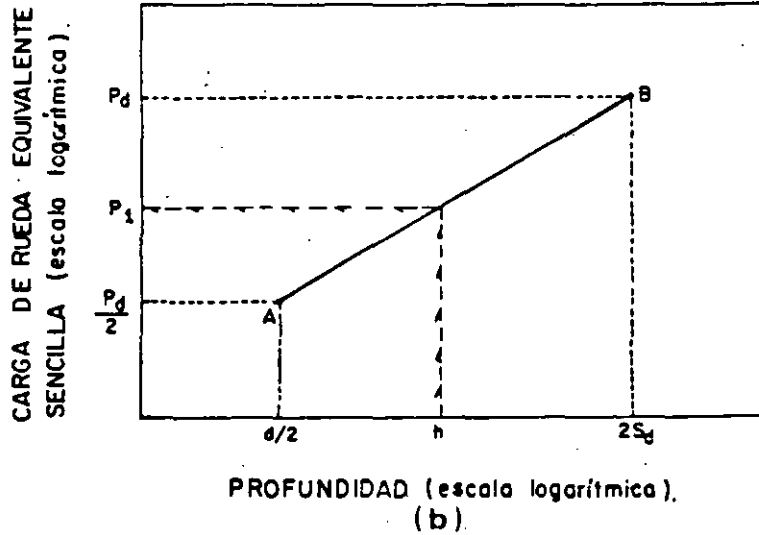
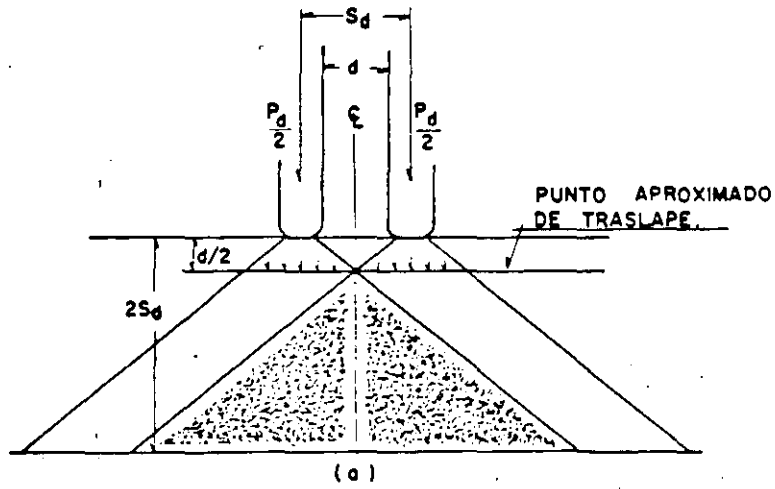
ción lineal cuando se grafican en escalas logarítmicas como se indica en la fig. 3.1.4 b

La fig. 3.1.5 ilustra el procedimiento de obtención de la carga de rueda equivalente sencilla para piernas con ruedas en doble tandem.

Esta metodología de cálculo de rueda equivalente fué utilizada hasta mediados de la década de los cincuentas, tiempo en que el Cuerpo de Ingenieros volvió a analizar sus datos concluyendo que los espesores así obtenidos no eran conservadores.

Como parte del análisis, el Cuerpo de Ingenieros consideró razonable tomar como criterio de falla de un pavimento el esfuerzo crítico. Como no había datos disponibles de esfuerzos se consideró que la pendiente o relación de cambio de deflexión contra distancia al centro de aplicación de la carga (fig. 3.1.6 era un índice razonable del esfuerzo crítico. Por medio de la teoría de Boussinesq se calcularon curvas de deflexión contra distancia al centro de aplicación (excentricidad) tanto para cargas sencillas como para dobles. Las pruebas efectuadas confirmaron la validez de los cálculos teóricos. Se encontró que sin excepción, las pendientes de las curvas de deflexión para las cargas sencillas eran iguales o mayores que para las cargas dobles, como se muestra en la fig. 3.1.6 Con dichos análisis se demostró que una carga sencilla, que ocasiona la misma deflexión máxima que una carga de ruedas múltiples, puede producir esfuerzos iguales o aún mayores en la cimentación, en comparación con la carga de ruedas múltiples. Para propósitos de diseño la carga de rueda —

Fig.3 -1.4



ANÁLISIS DE 'CARGA DE RUEDA EQUIVALENTE' SENCILLA PARA ESFUEROS VERTICALES IGUALES EN LA SUBRASANTE.

(E. J. Yoder y M.W. Witczak)

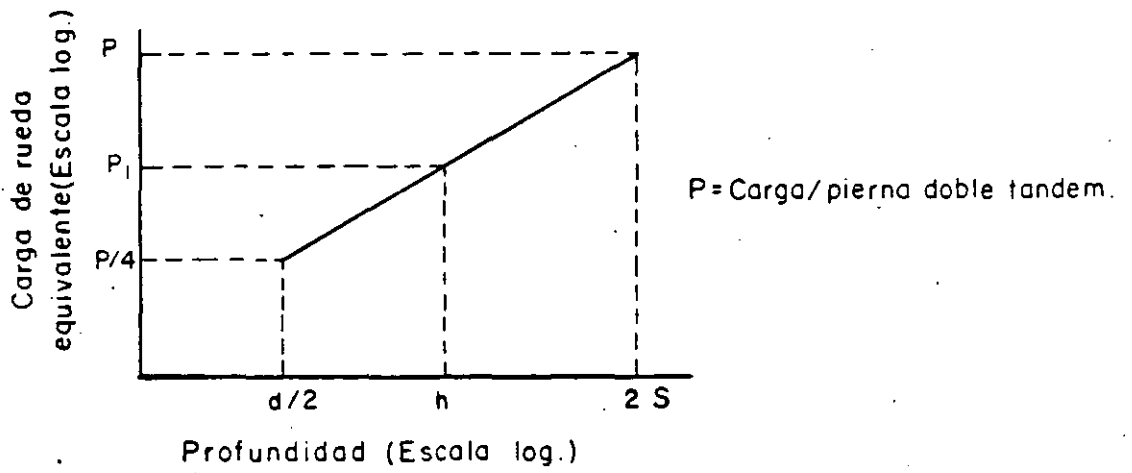
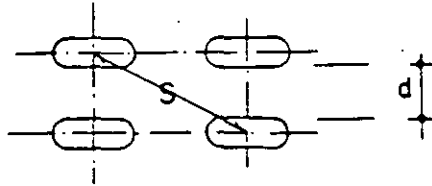


Fig. 3.1-5 Carga de rueda equivalente sencilla para piernas de trenes de aterrizaje con ruedas en doble tandem.

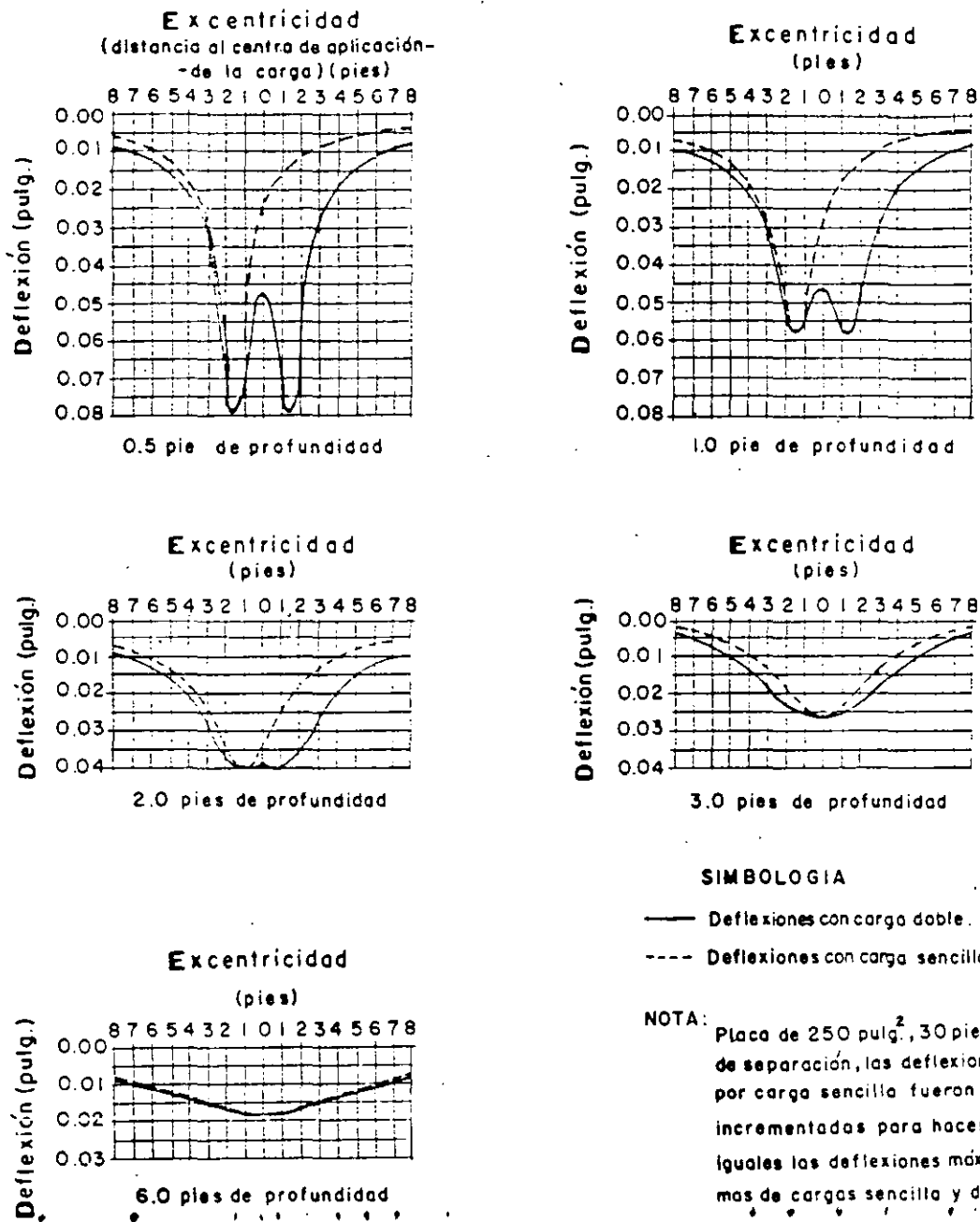


Fig. 3.1-6 Comparación teórica de los perfiles de deflexión para ruedas sencillas y dobles

(Cuerpo de Ingenieros. Estación experimental Waterways)

sencilla puede ser considerada equivalente a la carga de ruedas múltiples. De esta manera se introdujo el nuevo concepto de — carga de rueda equivalente sencilla. El área de contacto de esta carga de rueda equivalente sencilla es igual a la de una de — las ruedas múltiples.

Para ilustrar el procedimiento, se presenta el siguiente ejemplo. Supóngase una pierna con ruedas en doble tandem como se muestra en la fig.3.1.7. La carga por pierna es de 130,000 lb (58,967 kg) y la presión de contacto es de 140 lb/pulg² (9.85 kg/cm²). La carga por rueda es de :

$$\frac{130,000}{4} = 32,500 \text{ lb (14,742 kg).}$$

El área de contacto por rueda es

$$\frac{32,500}{140} = 232 \text{ pulg}^2 \text{ (1,497 cm}^2\text{)}$$

Supóngase que se desea encontrar la máxima carga de rueda equivalente sencilla a una profundidad de tres veces el radio del área de contacto de cada rueda, (se supone que el área de contacto de la llanta es un círculo).

El radio del área de contacto es:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{232}{\pi}} = 8.6 \text{ pulg (21.8 cm)}$$

$$\text{y: } 3r = 25.8 \text{ pulg (65.5 cm)}$$

El problema se resuelve al encontrar la localización de la máxima-

deflexión a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). Como tanteo se analizarán cuatro localizaciones como se muestra en la fig. 3.1.7 con los puntos A, B, C y D (que representan ejes verticales).

En un medio elástico la deflexión "w" está dada por la ecuación

$$w = \frac{p \cdot r \cdot F}{E_m}$$

en donde

p = presión

E_m = módulo de elasticidad

F = factor de deflexión (obtenido de fig. 3.1.8)

r = radio del área de contacto.

Utilizando los subíndices "s" para rueda sencilla y "d" para rueda doble se tiene:

$$w_s = \frac{r_s}{E_m} p_s F_s ; y : w_d = \frac{r_d}{E_m} p_d F_d$$

como: $w_s = w_d$, y: $r_s = r_d$

$$\text{se tiene: } \frac{p_s}{p_d} = \frac{F_d}{F_s}$$

El área de contacto de la rueda sencilla es igual al área de contacto de una de las ruedas dobles, entonces:

$$\frac{p_s}{p_d} = \frac{F_d}{F_s} \quad (3.1.1)$$

en donde: p_s = carga de rueda sencilla

p_d = carga de una rueda de las dobles

lo que significa que la relación entre la carga equivalente de rueda sencilla y la carga de una de las ruedas dobles es igual a la inversa de los máximos factores de deflexión.

Los factores de deflexión se obtienen de la fig.3.1.8 y se indican en la tabla 3.1.1. El factor de deflexión crítico para una sola rueda es 0.47 correspondiente al eje D con respecto a la rueda No. 3 (a la profundidad $3r$). Los factores de deflexión críticos se han resumido en la tabla 3.1.2. La carga equivalente de rueda sencilla a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). (Con base en la ecuación 3.1.1) es:

$$32,500 \times 1.96 = 63,700 \text{ lb (28, 894 kg)}$$

Análisis de este tipo han permitido desarrollar curvas de diseño para aviones con piernas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas múltiples, partiendo de las curvas ya desarrolladas para ruedas sencillas (figs.3.1.9 y 3.1.10).

En 1958, análisis de los datos de secciones de prueba y de aeropuertos tipo, indicaron que el criterio de diseño CBR para ruedas sencillas podía ser expresado de la siguiente forma:

$$t = \sqrt{\frac{P}{8.1 \text{ (CBR)}} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.2)$$

Para una vida del pavimento de 5,000 cubrimientos;

donde: t = espesor de pavimento (pulg)

P = carga de rueda sencilla (lb)

A = área de contacto (pulg ²).;

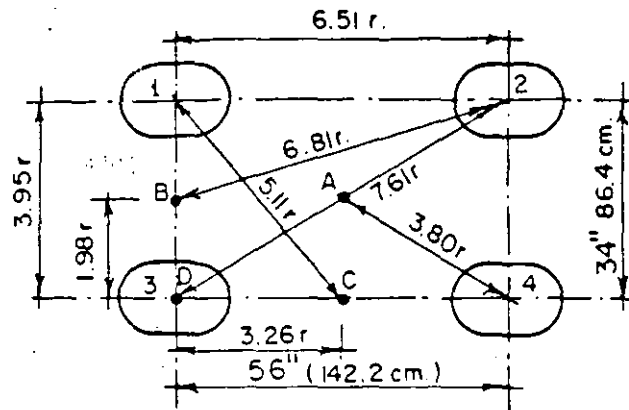


Fig. 3.1-7 Ejemplo de cálculo de rueda equivalente sencilla por medio de factores de deflexión.

Tabla 3.1-1

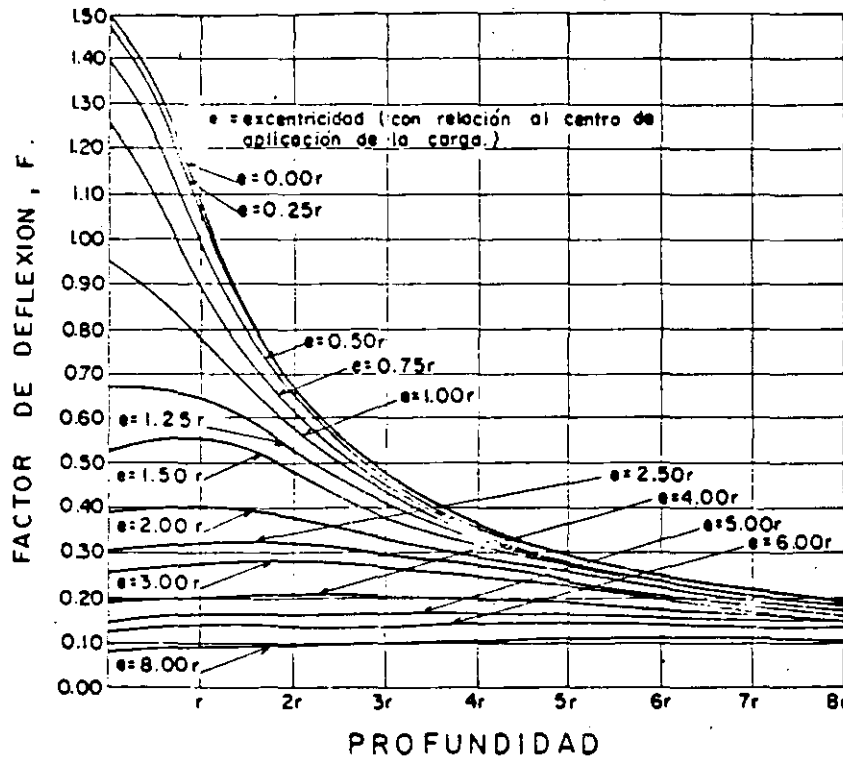
Factores de deflexión para pierna con doble tandem.

Profundidad.	Rueda Nº	Eje A		Eje B		Eje C		Eje D	
		Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F
3 r	1	3.80r	0.21	1.98r	0.34	5.11 r	0.16	3.95r	0.21
3 r	2	3.80r	0.21	6.81 r	0.11	5.11 r	0.16	7.61r	0.11
3 r	3	3.80r	0.21	1.98r	0.34	3.26r	0.25	0.00 r	0.47
3 r	4	3.80r	0.21	6.81 r	0.11	3.26r	0.25	6.51 r	0.13
M	—	—	0.84	—	0.90	—	0.82	—	0.92

Tabla 3-1-2

Profundidad	Factor de deflexión crítico		Relación de cargas.
	Rueda sencilla	Ruedas doble tandem.	Ruedas doble tandem ÷ rueda sencilla.
25.8 pulg. (65.5 cm)	0.47	0.92	1.96

Fig. 3-1.8



$$w = \frac{prF}{E_m}$$

w = deflexión vertical (pulg.)

r = radio del area circular de carga (pulg.)

E_m = modulo de elasticidad (lb./pulg.²)

F = factor de deflexión.

Z = profundidad (pulg.)

p = presión en la superficie de contacto (lb./pulg.²)

NOTA: Para puntos abajo del centro de la carga circular (excentricidad = 0.00r): $F = \frac{3r}{2\sqrt{Z^2 + r^2}}$

FACTORES DE DEFLEXION PARA UNA CARGA UNIFORME DE RADIO "r"
 RELACION DE POISSON=0.5. (Cuerpo de Ingenieros, Estacion experimental
 Waterways.)

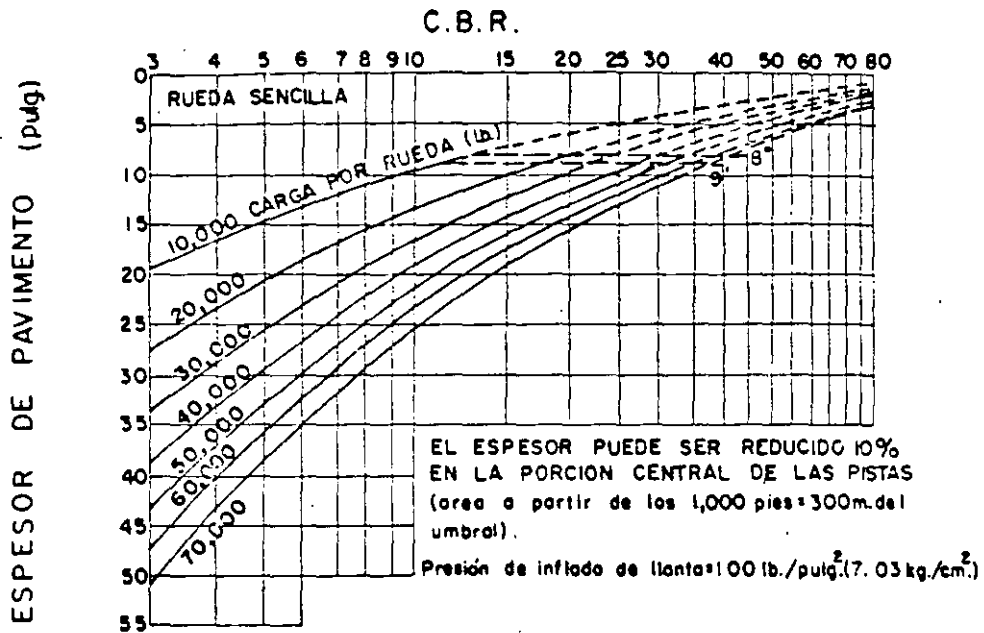


Fig.3-1-9 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CALLES DE RODAJE (Cuerpo de Ingenieros)

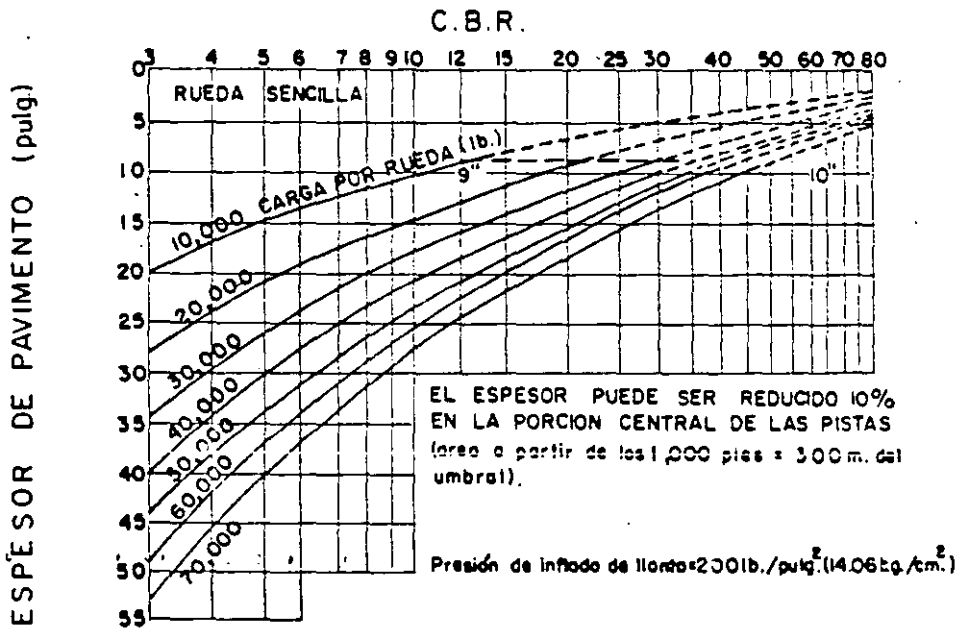


Fig.3-1-10 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CALLES DE RODAJE (Cuerpo de Ingenieros)

"Cubrimiento" es un término utilizado por el Cuerpo de Ingenieros para convertir el número de operaciones de aviones a número de repeticiones de esfuerzos máximos. Por ejemplo, un cubrimiento ocurre cuando cada punto de la superficie del pavimento ha sido sujeto a un esfuerzo máximo por el avión de operación. La expresión es:

$$C = D \left(\frac{0.75 N a}{12 T} \right) \quad (3.1.3)$$

Para aviones con tren de aterrizaje en triciclo y piernas con — ruedas sencillas, dobles o en doble tandem; en donde:

C = cubrimientos

D = número de operaciones a carga máxima

N = número de ruedas por pierna de tren principal.

a = ancho del área de contacto de una llanta (pulg)

T = ancho de tráfico (pies). Se considera que el 75% de las operaciones queda incluido en este ancho. Se ha tomado :

T = 37.5 pies (11.4 m) para pistas y,

T = 7.5 pies (2.3 m) para calles de rodaje (para aviones con piernas de ruedas dobles y en doble tandem).

Posteriormente se encontró que la ecuación básica, 3.1.2, era válida sólo para valores de CBR menores que 12 debido a consideraciones de durabilidad y otros requerimientos.

Para tomar en cuenta las repeticiones de carga y los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples, la ecuación básica 3.1.2 fué modificada como sigue:

$$t = f \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.4)$$

donde:

f = por ciento de espesor de diseño

$$f = 0.23 \text{ Log } C + 0.15$$

ESWL = carga equivalente de rueda sencilla

C = cubrimientos

Es con este procedimiento que han sido elaboradas la mayoría de las gráficas de diseño de pavimentos para aviones Jet comerciales.

Recientes estudios y pruebas de pavimentos efectuadas con cargas representativas de trenes de aterrizaje complejos (por ejemplo el B-747), han indicado que para un gran número de repeticiones la ecuación 3.1.4 es algo conservadora. Por tanto la ecuación se ha modificado como sigue:

$$t = \alpha_i \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.5)$$

donde:

α_i = factor de repetición de carga, que depende del número de ruedas del tren principal que se ha utilizado para calcular la carga de rueda equivalente sencilla. Por ejemplo, para un B-747 se deben considerar 8 ruedas y obte

ner α_i de la fig. 3.1.11

El factor de repetición de carga, α_i , está basado en pasadas de aviones (una pasada es una operación de avión), mientras que en las relaciones anteriores estaban basadas en cubrimientos.

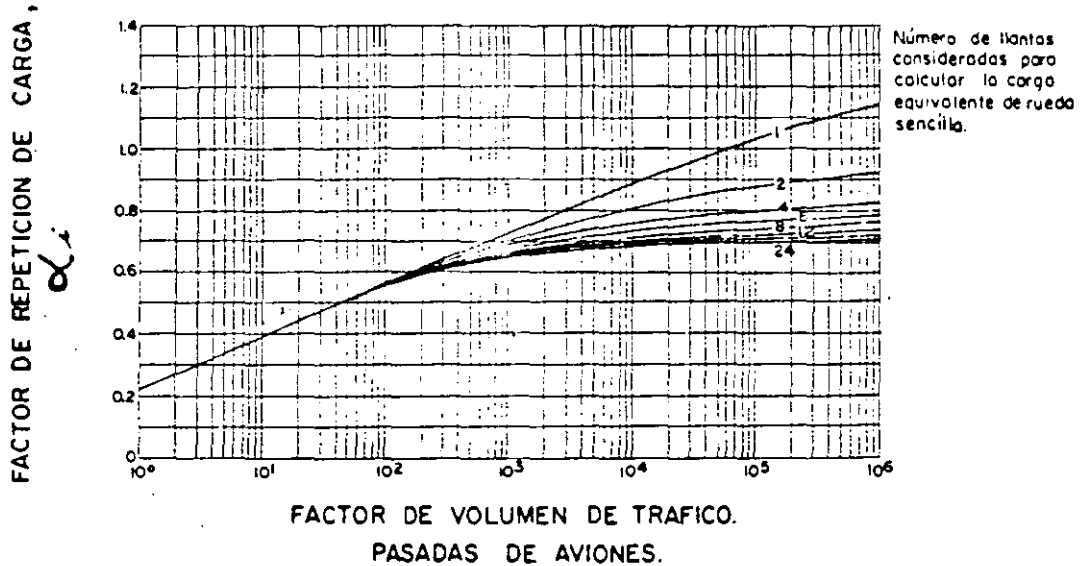
La ecuación 3.1.5 proporciona espesores de pavimentos razonables hasta para valores de CBR = 15. Para valores de CBR mayores de 15, el espesor del pavimento es gobernado por otros factores, como la durabilidad.

En cuanto a las características de los materiales que componen las capas de la base, subbase y capa de mejoramiento (capa subrasante), el Cuerpo de Ingenieros ha establecido, con base en la experiencia las especificaciones que se indican en las tablas 3.1.3 y 3.1.4. Debido a que las pruebas de CBR en el laboratorio, pueden no ser representativas para estos materiales se requiere complementar su conocimiento por medio de otras características, como lo son, para el caso de subbase y capas de mejoramiento: la granulometría, el límite líquido y el índice plástico y para bases: la clasificación del tipo de material. Estas otras características son básicas para la selección del CBR de diseño de las capas mencionadas.

• • • • • En las tablas 3.1.5 y 3.1.6 se representan los criterios de diseño de espesores para carpeta y base.

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ LAZO

Fig. 3 - 1-11



FACTOR DE REPETICION DE CARGA CONTRA NUMERO DE PASADAS

(Cuerpo de Ingenieros. Estacion experimental Waterways)

Tabla 3.1.3

Selección del CBR de diseño para capas de mejoramiento y subases
(Cuerpo de Ingenieros)

Material.	Máximo CBR de diseño	Tamaño (Pulg.)	Valor máximo permisible			
			Requerimientos granulométricos. % que pasa.		Limite Líquido (LL)	Indice Plástico (IP)
			No.10(num.2)	No.200(num.075)		
Subase	50	3	50	15	25	5
Subase	40	3	80	15	25	5
Subase	30	3	100	15	25	5
Capa de mejoramiento	20	3 *	—	25 *	35 *	12 *

* Limites sugeridos.

Tabla 3.1.4
Selección del CBR de diseño para bases
(Cuerpo de Ingenieros)

T I P O	CBR De diseño
Agregado triturado graduado.	100
Macadam confinado en húmedo.	100
Macadam confinado en seco.	100
Capas asfálticas intermedias y superficiales, mezcla en planta en caliente.	100
R o c a C a l i z a	80
Agregado estabilizado	80

Tabla 3-1-5 Criterio de diseño de espesores de carpeta y base para cargas de rueda sencilla (Cuerpo de Ingenieros)

Rueda sencilla. Presión de inflado: 100 Lb./pulg.²

CARGA (1,000LB.)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	CBR : 80 (1)			CBR : 100		
	CARPETA	BASE	TOTAL	CARPETA	BASE	TOTAL
10	2	6	8	2	6	8
20	2	6	8	2	6	8
30	3	6	9	2	6	8
40	3	6	9	2	6	8
50	3	6	9	2	6	8
60	4	6	10	3	6	9
70	4	6	10	3	6	9

Rueda sencilla. Area de contacto por rueda: 100 pulg.²

CARGA (1,000 LB.)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	CBR : 80 (1)			CBR : 100		
	CARPETA	BASE	TOTAL	CARPETA	BASE	TOTAL
10	2	6	8	2	6	8
15	3	6	9	2	6	8
20	3	6	9	3	6	9
25	4	6	10	3	6	9
30	5	6	11	4	6	10

(1) SE PERMITE ROCA CALIZA O AGREGADO ESTABILIZADO.

TABLA 3-16 CRITERIO DE DISEÑO DE ESPESORES DE CARPETA Y

BASE PARA CARGAS DE RUEDAS MÚLTIPLES (Cuerpo de Ingenieros)

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES GEMELAS: 37-62-37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
160	3	6	9	3	6	9	3	8	11	4	8	12
200	3	7	10	4	6	10	4	8	12	5	8	13
230	4	8	12	5	7	12	5	8	13	6	8	14
265	4	9	13	5	8	13	5	10	15	6	9	15
300	5	9	14	6	8	14	6	10	16	7	9	16
330	6	10	16	7	9	16	7	11	18	8	10	18

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES: 37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
50	3	6	9	3	6	9	3	8	11	3	8	11
75	3	6	9	3	6	9	3	8	11	4	8	12
100	3	6	9	4	6	10	4	8	12	5	8	13
125	4	8	12	5	7	12	5	9	14	6	8	14
150	5	9	14	6	8	14	6	10	16	7	9	16

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO.

PIERNA CON RUEDAS EN DOBLE TANDEM: 31x63 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
100	2	6	8	3	6	9	2	6	8	3	6	9
120	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
135	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
150	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
170	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES: 37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
40	2	6	8	2	6	8	2	6	8	3	6	9
60	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
80	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
100	3	6	9	4	6	10	4	6	10	5	6	11
120	3	7	10	4	6	10	5	7	12	6	6	12

(1) Estos espesores mínimos se aplican cuando la capa directamente bajo la base tiene un CBR de diseño de 50; cuando dicha capa tiene un CBR de diseño de 80, el espesor mínimo de base puede ser de 6 pulg.

3.1-25

En la fig. 3.1.12 se muestra la zonificación típica de pavimentos para cargas pesadas, dividida en función de 4 tipos de áreas de tráfico en función de la intensidad del mismo (número de repeticiones), del efecto de la sustentación de las alas a altas velocidades y del efecto de la operación a máxima o mínima carga.

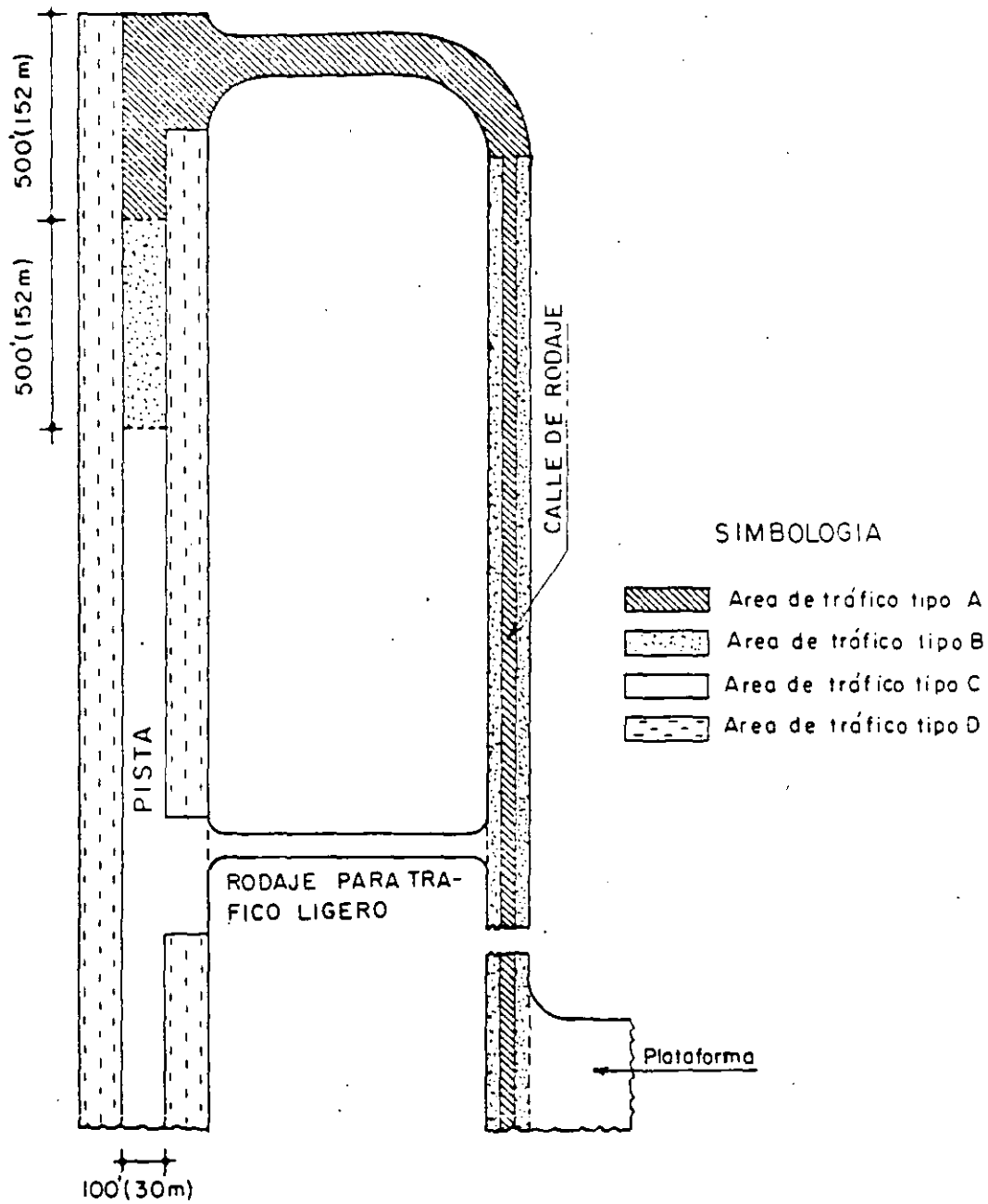


FIG. 3.1.12

Pavimentos Flexibles de Aeropuertos

ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS PARA CARGAS PESADAS.

(Cuerpo de Ingenieros EM-1110 -45 -302/1958)

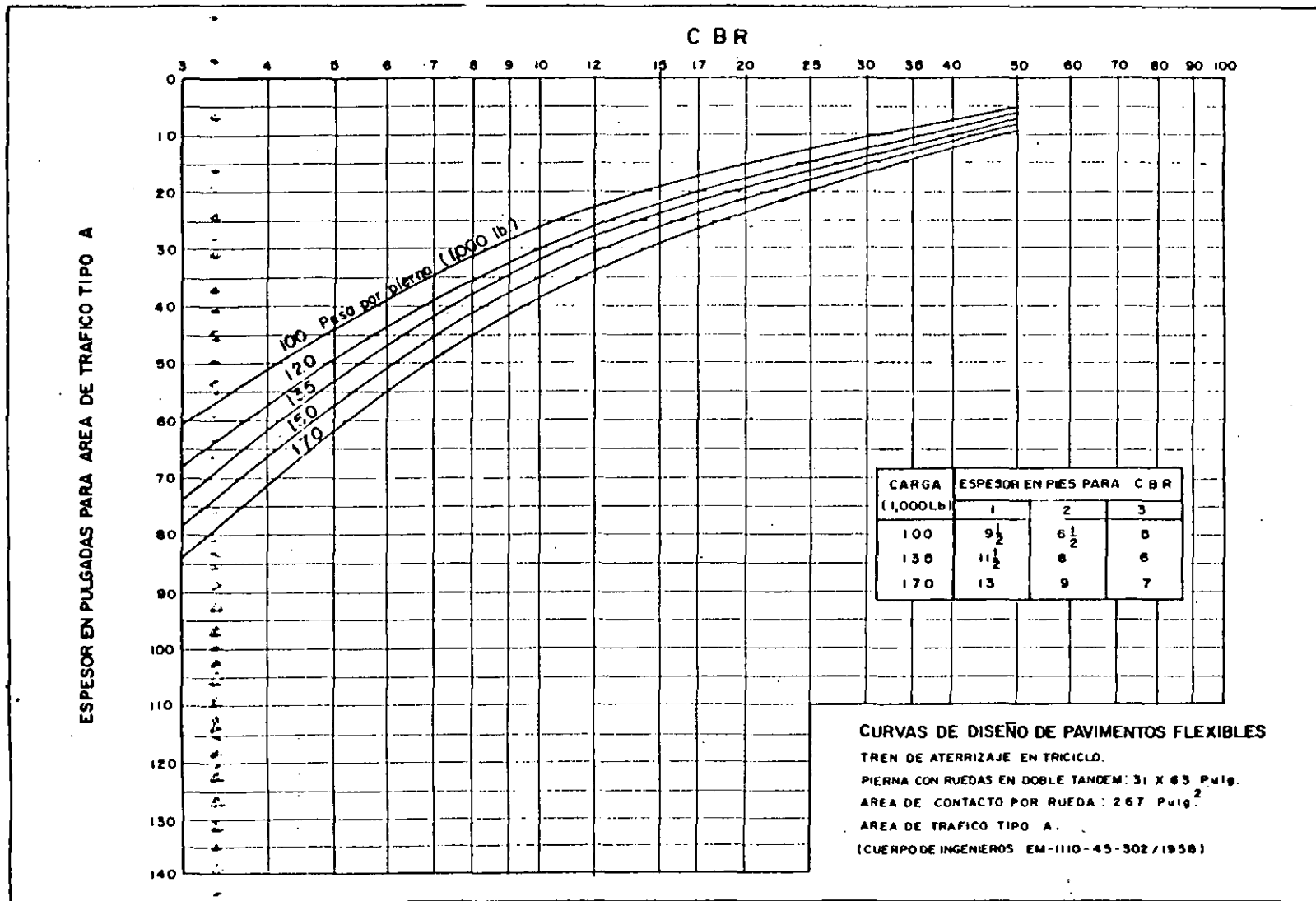


Fig. 3-1-13

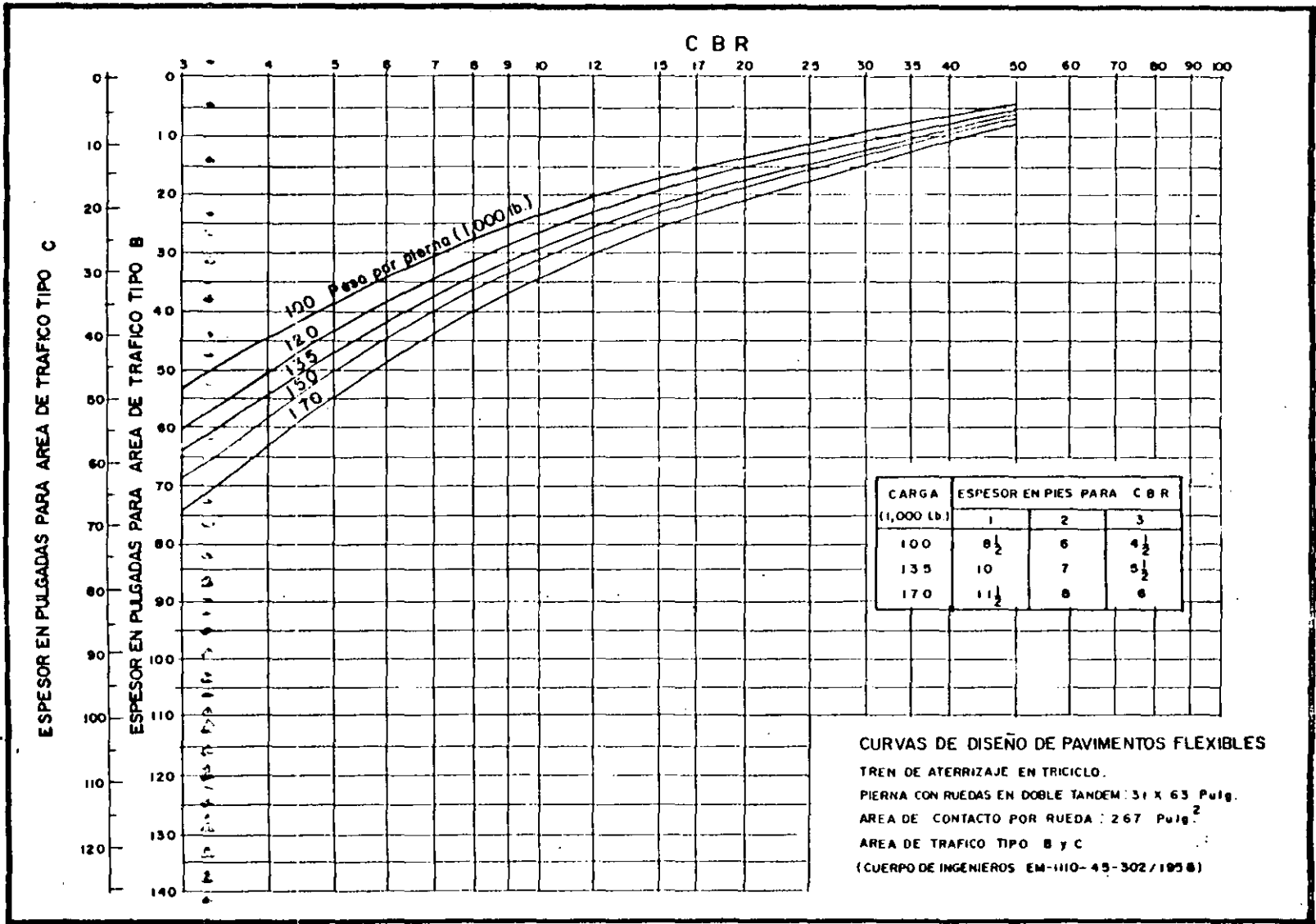


Fig. 3-1-14

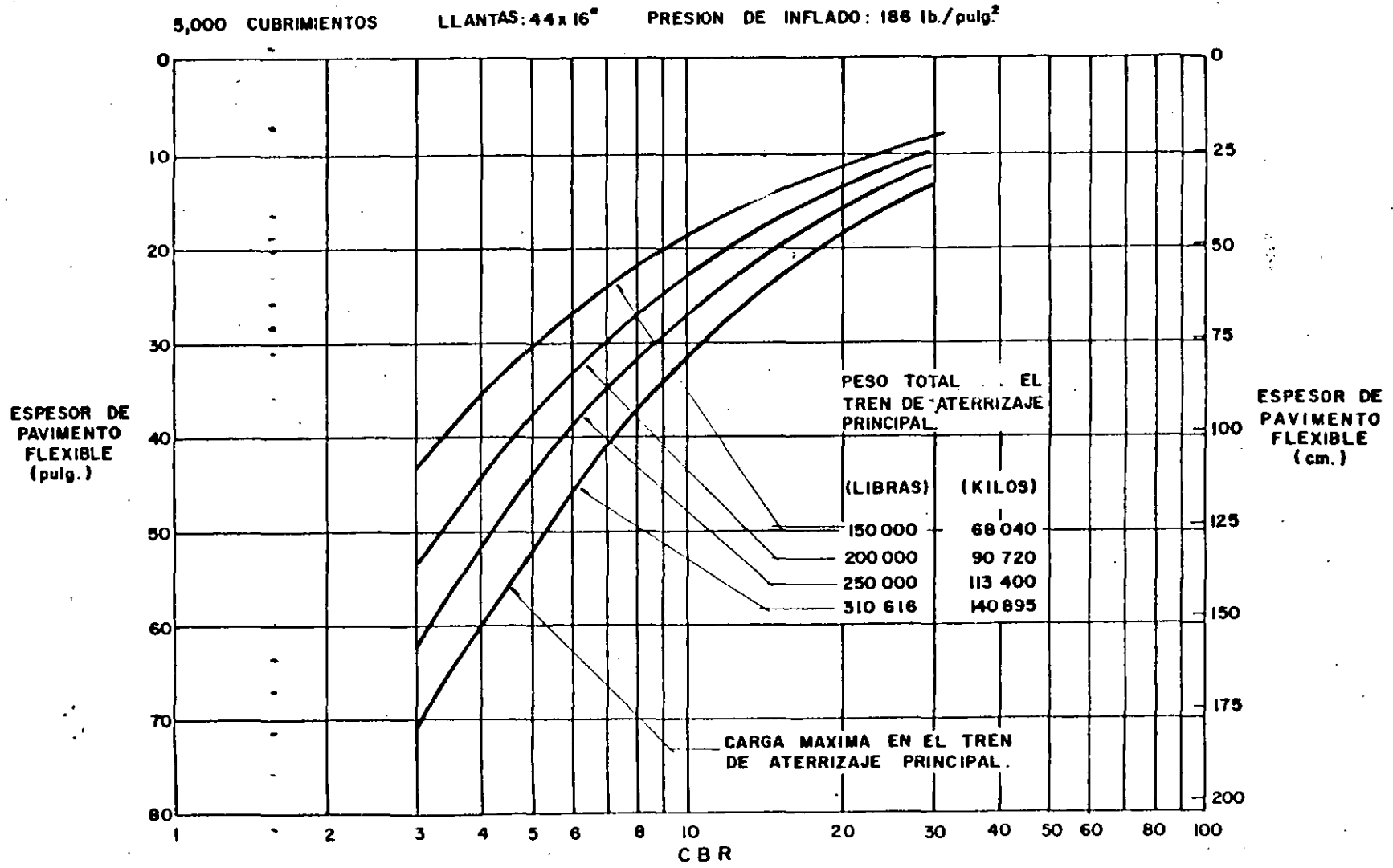
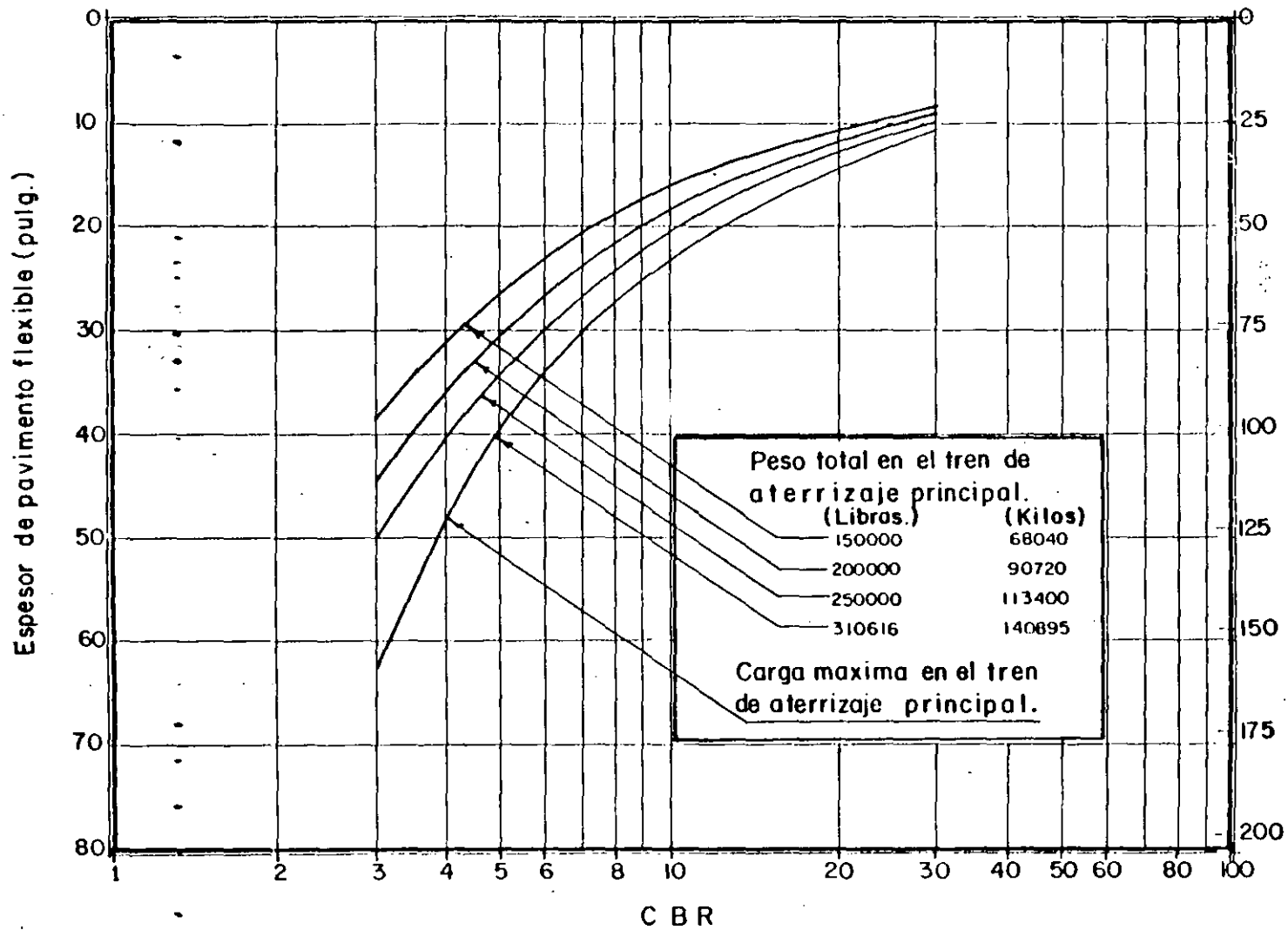


Fig.3-115 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS. (SEFL 165A)
AVION DC-8-55 F

(Douglas Aircraft Company. 1969)

Llantas: 44x16" Presión de Inflado: 186 lb/pulg.²



Esesor de pavimento flexible (cm.)

3-1-30

FIG. 3.1-16 Requerimientos de pavimento flexible por el método de diseño del cuerpo de Ingenieros.
 (ASCE-2046/1949) Avión DC-8-55 F

(Douglas Aircraft Company. 1969)

Llantas: 49x17" (124.5x43.2cm). Presión de inflado: 158 lbs/pulg² (11.1 Kg/cm²).

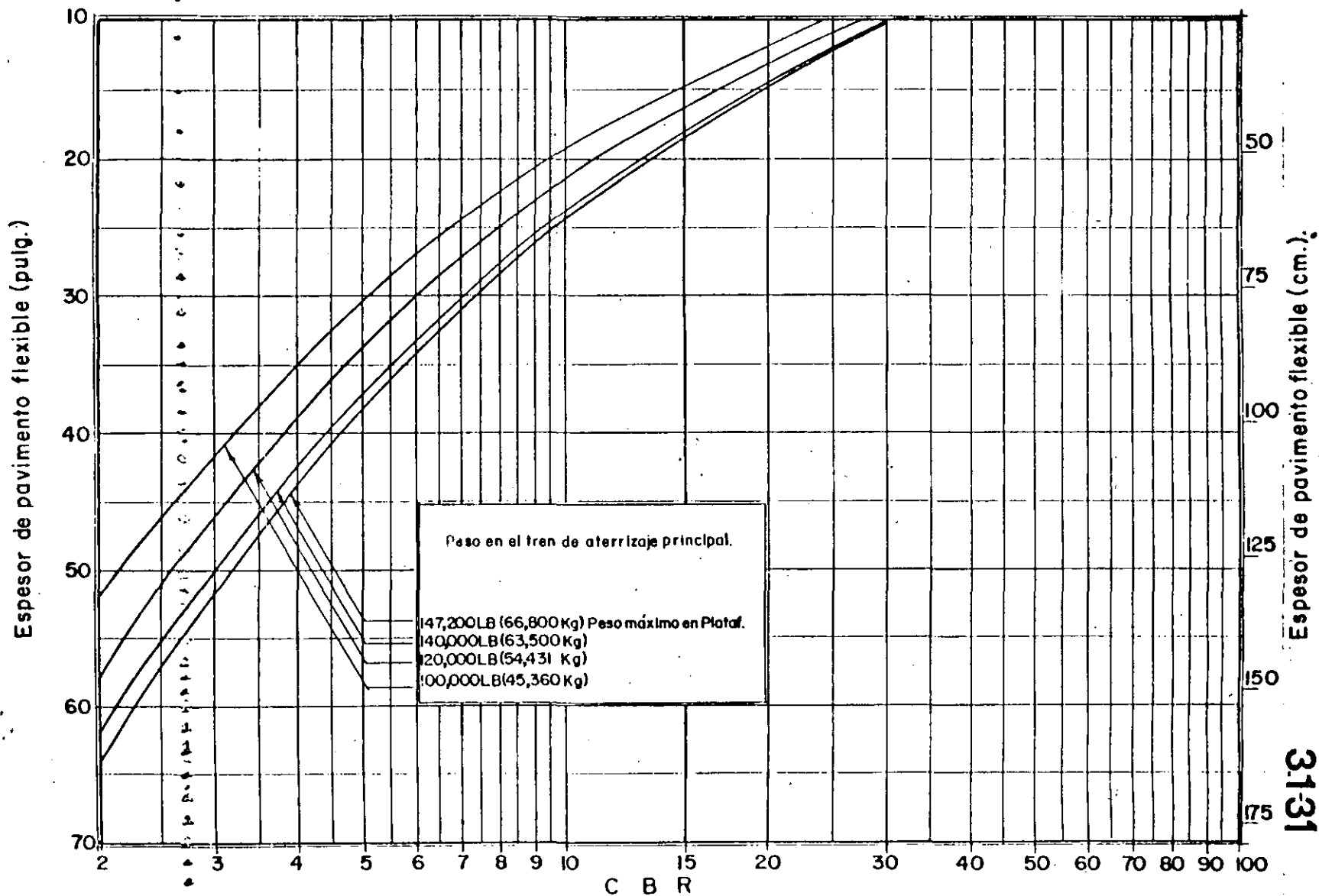


FIG. 3.117 Requerimientos de pavimento flexible Método de diseño del cuerpo de Ingenieros modificado por SEFL I65 A
 Avion B-727-100 y 100 C
 (Boeing Company. 1972).

3131

M. EN ING. FRANCISCO FERRANON RODRIGUEZ LAZO

5,000 Cubrimientos.

Llantas 46x16-30 PR tipo VII. Presión de inflado: 210 lb./pulg² (14.8 kg./cm²)

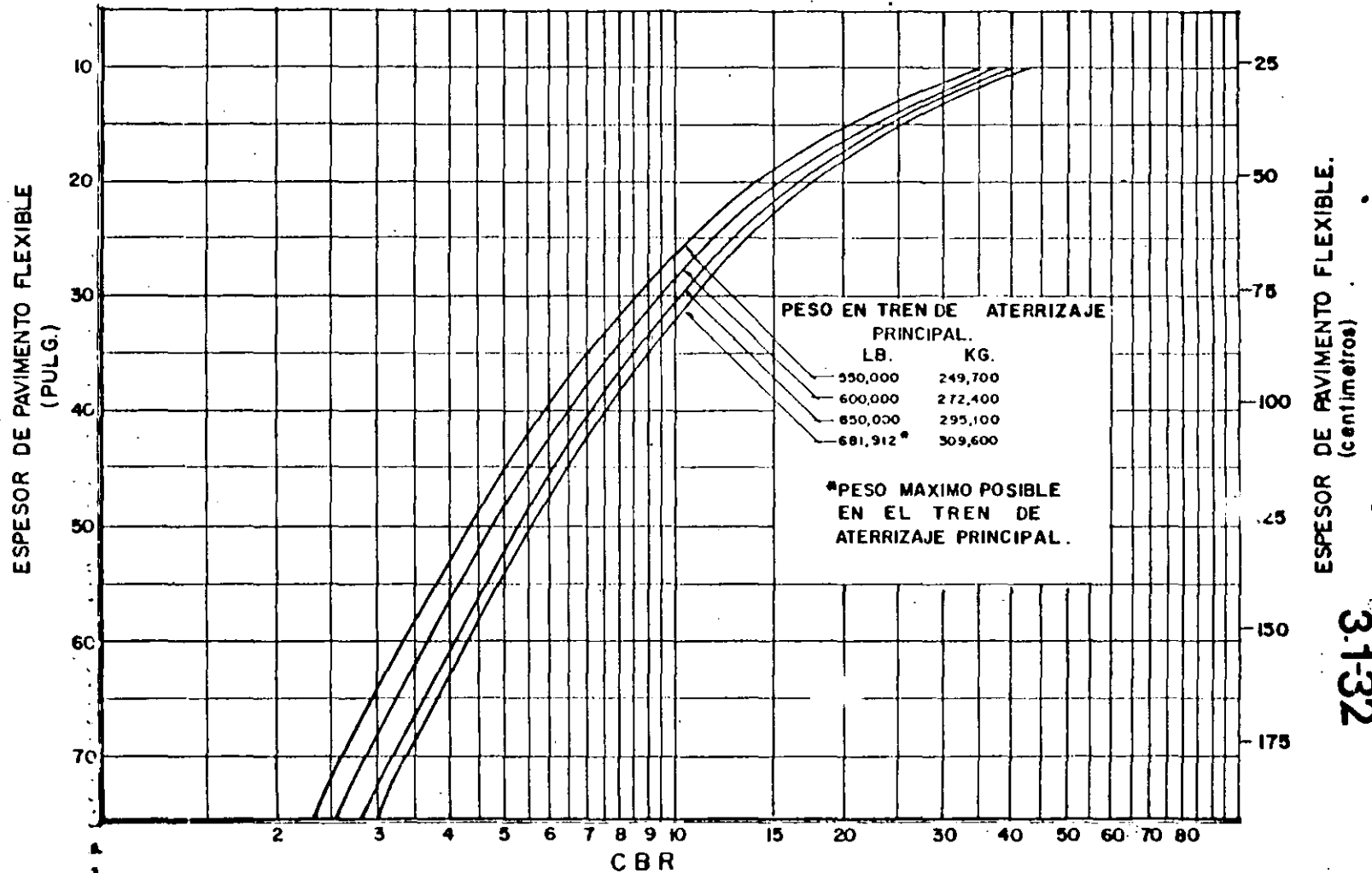


Fig. 3-118 Requerimientos de pavimento flexible. Método de diseño del cuerpo de Ingenieros (SEFL 165A) AVION B-747-100 (Boeing Company 1975)

3-132

2).- Método de la Administración Federal de Aviación, FAA

(Para Pavimentos Flexibles).-

Originalmente la FAA desarrolló un método de diseño de pavimentos que consistía sustancialmente en una comparación de las condiciones locales con análisis estadísticos de suelo, drenaje, heladas y condiciones de carga de una gran cantidad de muestreos efectuados en los aeropuertos en servicio. El método se basaba en una clasificación de suelos especialmente desarrollada por la FAA la cual se efectuaba en función de la granulometría, del Límite Líquido y del Índice Plástico.

En la tabla 3-2.1 se presenta la clasificación de suelos y subrasantes. Debido a que algunos suelos finos pueden que dar clasificados en más de un grupo cuando se utiliza el criterio indicado en la tabla 3-2.1, por ejemplo los suelos que contienen micas diatomeas o gran cantidad de materia coloidal y los suelos que muestran un índice plástico mayor que el correspondiente al máximo límite líquido de un grupo en particular, éstos se pueden clasificar utilizando la fig. 3-2.1.

Las gráficas de este método de diseño, que estuvo vigente hasta el año de 1978, se presentan en las figs. 3-2.2 a 3-2.8.

Las curvas de diseño para aviones con trenes de aterrizaje de ruedas sencillas, dobles y en doble tandem (figs. 3-2.2 a 3-2.4) fueron elaboradas para un volumen de tráfico de 1,200 salidas anuales; para un volumen de tráfico mayor se corrigen

los espesores de pavimento como sigue:

- Para mas de 1,200 salidas equivalentes anuales, incrementar en una pulgada (2.5 cm) el espesor de la carpeta asfáltica, tanto en áreas críticas como en áreas no críticas.
- Los espesores de base y subbase se corrigen de la siguiente manera:
- Para 1,200 a 3,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 10%.
- Para 3,000 a 6,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 20%.
- Para más de 6,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 30%.

Las curvas de diseño para aviones con trenes de aterrizaje - complejos (figs. 3-2.5 a 3-2.8) fueron elaboradas para 5,000 salidas anuales y no se requiere efectuar ajustes en los espesores de pavimentos obtenidos.

A partir de diciembre de 1978 la FAA decidió adoptar nuevos métodos de diseño de pavimentos basados en métodos de análisis que han resultado de la experiencia y de recientes investigaciones. La decisión fué tomada con objeto de aprovechar los avances en la tecnología de pavimentos y de esa manera obtener mejores comportamientos de los pavimentos y una mayor facilidad de utilización de las gráficas de diseño.

En términos generales el nuevo método de diseño adoptado proporciona mayores espesores de pavimento que el método anterior.

La FAA acepta que las gráficas de diseño anteriores sean utilizadas para la evaluación de los pavimentos existentes que fueron diseñados con dicho procedimiento, con objeto de no limitar excesivamente los pesos de operación de los aviones, lo que se traduciría en pérdidas económicas.

El nuevo método de diseño de pavimentos flexibles adoptado por la FAA, está basado en el método de diseño CBR (California Bearing Ratio), el cual es básicamente empírico, sin embargo se ha realizado mucha investigación con el método y se han desarrollado correlaciones confiables. Las configuraciones de plernas de trenes de aterrizaje se han relacionado utilizando conceptos teóricos y datos empíricos.

Un pavimento de aeropuerto y los aviones que operan en él, constituyen un sistema interactivo que debe ser reconocido en el proceso de diseño del pavimento. La determinación de los espesores requeridos de pavimento es un problema de ingeniería complejo, debido a que los pavimentos están sujetos a una gran variedad de cargas y efectos climáticos, por lo que el proceso de diseño debe incluir un gran número de variables interdependientes que frecuentemente son difíciles de cuantificar.

Aunque se ha efectuado bastante investigación y aún se continúa, ha sido imposible llegar a una solución matemática directa para los requerimientos de espesores. Por esta razón, la determinación de los espesores de pavimento debe basarse en los análisis teóricos de distribución de cargas en el pavimento y en los suelos, en los análisis de los datos obtenidos de pavimentos experimentales y en el estudio del comportamiento de los pavimentos actualmente en servicio. Las gráficas de diseño de pavimentos flexibles mostradas en las figs. 3-2.9 a 3-2.18 fueron desarrolladas por la FAA con base en la correlación de los datos obtenidos de las fuentes mencionadas.

El diseño estructural de los pavimentos de aeropuertos consiste en determinar tanto el espesor total de pavimento como el espesor de sus componentes. Existe un número de factores que influyen el espesor de pavimento requerido para proveer un servicio satisfactorio. Entre estos factores se encuentran la magnitud y características de las cargas de los aviones a soportar, el volumen del tráfico, la concentración de tráfico en ciertas áreas y la calidad de los suelos de la subrasante y de los materiales que constituyen la estructura del pavimento. Para proceder al diseño del pavimento es necesario contar con el pronóstico de salidas o despegues de los diferentes tipos de aviones que operarán durante la vida útil del pavimento, la

cual se considera de 20 años en este método. El siguiente — paso consiste en determinar el avión de diseño, el cual se — escoge de entre los que están considerados en el pronóstico y será aquel que requiera mayor espesor de pavimento considerando el número de salidas que se hayan previsto en el pronóstico para ese tipo de avión. Por consiguiente el avión de diseño no será necesariamente el avión más pesado considerado en el pronóstico.

Debido a que los pronósticos de tráfico incluyen una gran variedad de tipos de aviones que tienen además diferentes configuraciones de trenes de aterrizaje y diferentes pesos, los efectos de todo el tráfico deben ser considerados en la determinación del número de salidas equivalentes del avión de diseño. Primeramente todos los aviones deben ser convertidos al mismo tipo de pierna de tren de aterrizaje del avión de diseño para lo cual se utilizan los siguientes factores de conversión:

PARA CONVERTIR DE	A	MULTIPLICAR LAS SALIDAS POR
Rueda sencilla	Ruedas dobles	0.8
Rueda sencilla	Doble tandem	0.5
Ruedas dobles	Doble tandem	0.6
Dos doble tandem	Doble tandem	1.0
Doble tandem	Rueda sencilla	2.0
Doble tandem	Ruedas dobles	1.7
Ruedas dobles	Rueda sencilla	1.3
Dos doble tandem	Ruedas dobles	1.7

En seguida se efectúa la conversión a salidas equivalentes — anuales del avión de diseño determinada por la fórmula:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{1/2}$$

donde: R_1 = número de salidas equivalentes anuales del avión de diseño.

R_2 = número de salidas anuales de cualquier avión expresadas en piernas del tren de aterrizaje del avión de diseño.

W_1 = Carga por rueda del avión de diseño.

W_2 = Carga por rueda del avión en cuestión

Para los cálculos se considera que el 95% del peso total del avión lo carga el tren de aterrizaje principal.

Para hacer uso de las gráficas de diseño de pavimentos flexibles se requiere el valor CBR de la subrasante, el valor CBR de la subbase, el peso total del avión de diseño y el número de salidas anuales del avión de diseño. Las gráficas presentadas en las figs. 3-2.9 a 3-2.17 proporcionan el espesor total requerido de pavimento y el espesor de carpeta. La fig. 3-2.18 proporciona el espesor mínimo de base para un pavimento dado y un valor CBR dado. Si un pavimento va a soportar más de 25,000 salidas anuales, el espesor total obtenido de la gráfica correspondiente debe ser incrementado de acuerdo a la tabla 3-2.4 .

Las gráficas de las figs. 3-2.9 a 3-2.17 se utilizan para determinar el espesor total de pavimento " T " para áreas críticas.

Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 3-2.19.

La FAA estipula que es necesario proveer bases y subbases estabilizadas para pavimentos nuevos que vayan a soportar aviones jet con peso igual o superior a 100,000 lb (45,350 kg).

Estas capas estabilizadas pueden substituir a las bases o subbases hidráulicas utilizando los factores de equivalencia indicados en las tablas 3-2.2 y 3-2.3.

En la Fig. 3-2.20 se estipulan los requerimientos de compactación de las subrasantes que soporten pavimentos flexibles.

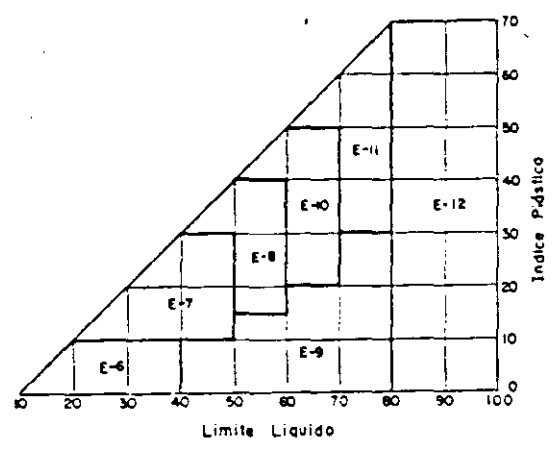
Tabla 3-2-1 Clasificación de suelos y subrasantes. Método de la FAA.

Grupo de suelo	Análisis Granulométrico					Límite Líquido	Índice Plástico	Clasificación de subrasante		
	Material retenido en la malla no. 10 (num. 2.0) en % (± 0.5)	Material más fino que pasa la malla no. 10 (num. 2), en %.			Buen drenaje			Drenaje pobre		
		Arena gruesa que pasa la malla no. 10 (num. 2.0) y se retiene en la no. 40 (num. 0.425)	Arena fina que pasa la malla no. 40 (num. 0.425) y se retiene en la no. 200 (num. 0.075)	Limo y arcilla combinados que pasan la malla no. 200 (num. 0.075)				Con o Sin heladas.	Sin heladas.	Con heladas.
Granular	E-1	0-45	40+	60-	15-	25-	6-	Fa o Ra	Fa o Ra	F1 o Ra
	E-2	0-45	15+	85-	25-	25-	6-	Fa o Ra	F1 o Ra	F2 o Rb
	E-3	0-45	-----	-----	25-	25-	6-	F2 o Ra	F2 o Rb	F3 o Rb
	E-4	0-45	-----	-----	35-	35-	10-	F2 o Ra	F2 o Rb	F4 o Rb
Partículas finas	E-5	0-55	-----	-----	45-	40-	15-		F3 o Rb	F5 o Rb
	E-6	0-55	-----	-----	45+	40-	10-		F4 o Rc	F6 o Rc
	E-7	0-55	-----	-----	45+	50-	10-30		F5 o Rc	F7 o Rc
	E-8	0-55	-----	-----	45+	60-	15-40		F6 o Rc	F8 o Rd
	E-9	0-55	-----	-----	45+	40+	30-		F7 o Rd	F9 o Rd
	E-10	0-55	-----	-----	45+	70-	20-50		F8 o Rd	F10 o Rd
	E-11	0-55	-----	-----	45+	80-	30+		F9 o Re	F10 o Re
	E-12	0-55	-----	-----	45+	80+	-----		F10 o Re	F10 o Re
	E-13	Turba y otros suelos altamente orgánicos-examen de campo.					No deseable para subrasante			

3-28

(*) Si el porcentaje del material retenido en la malla No. 10 (num. 2.0) excede lo indicado, la clasificación puede ser elevada; proveer dicho material es sano y regularmente bien graduado.

3.2-9



Carta de clasificación para suelos finos.
(FAA, 1974)
Fig. 3-2-1

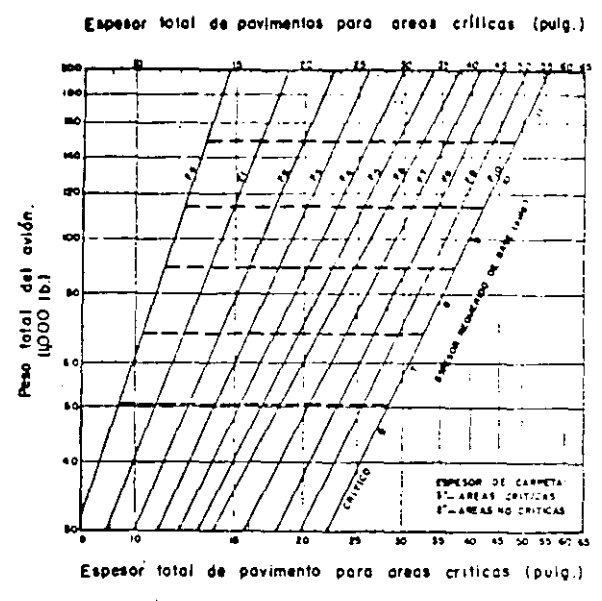


Fig. 3-2-2 Curvas de diseño para pavimento flexible, rueda sencilla
(FAA, 1974)

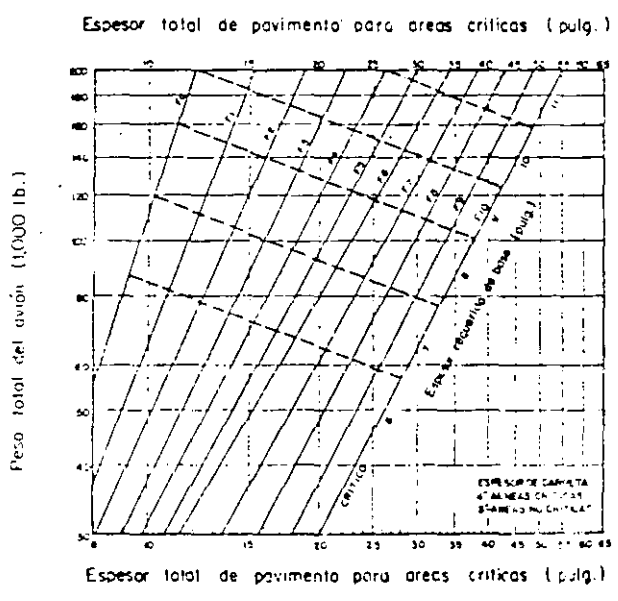


Fig. 3-2-3 Curvas de diseño para pavimento flexible, Ruedas Dobles.
(FAA-1974)

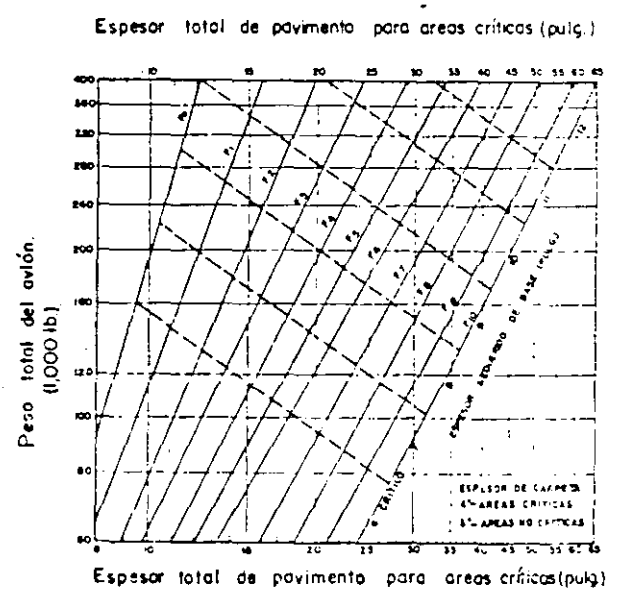


Fig. 3-2-4 Curvas de diseño para pavimento flexible, ruedas en doble track
(FAA, 1974)

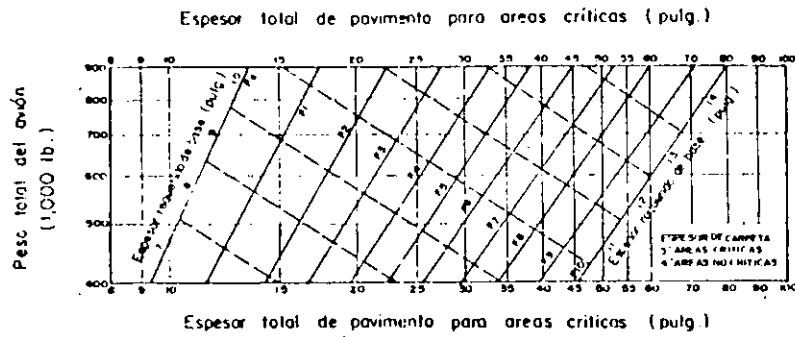


Fig 3-2-5 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión Boeing 747
(FAA-1974)

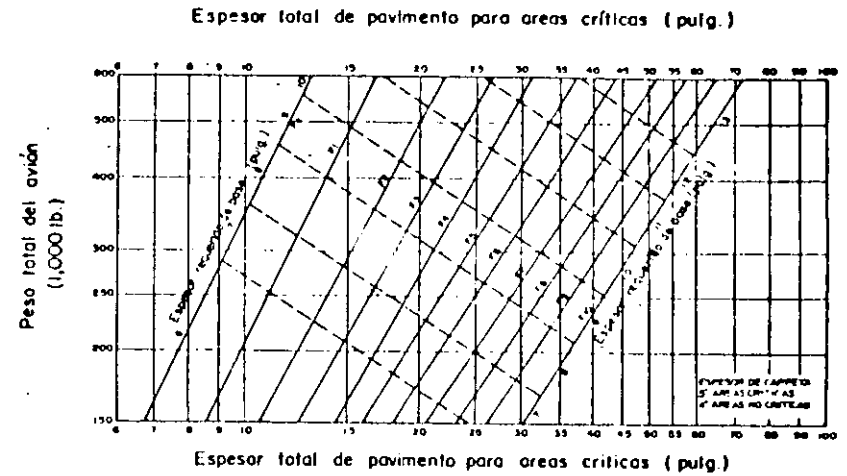


Fig 3-2-6 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión L-1011
(FAA-1974)

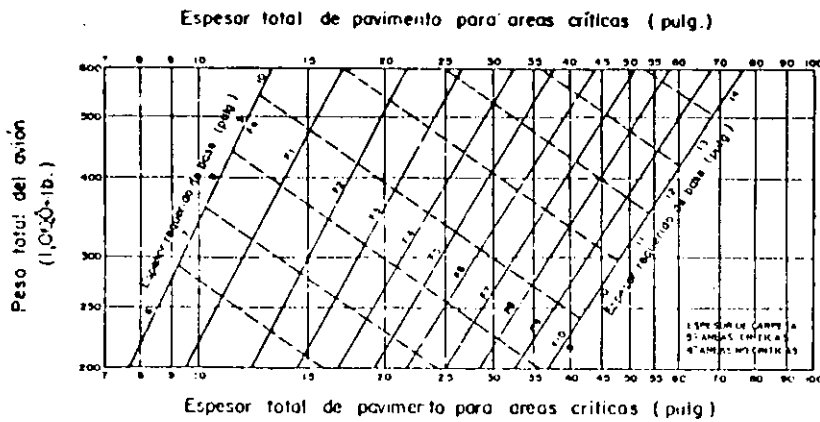


Fig 3-2-7 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión DC-10-10
(FAA-1974)

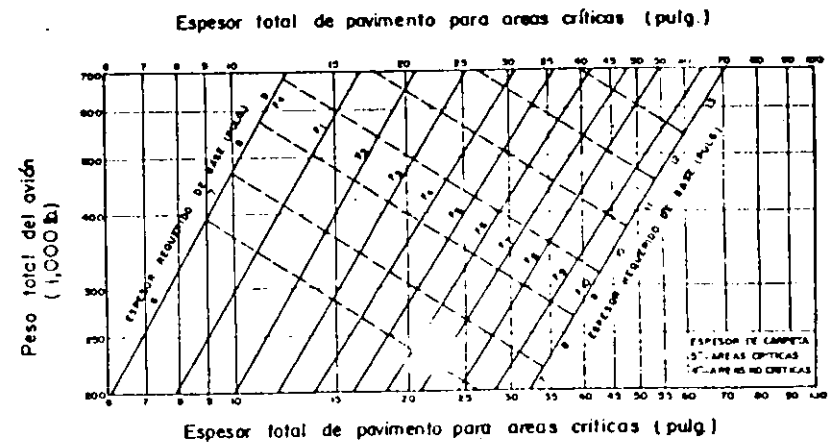


Fig. 3-2-8 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión DC-10-30
(FAA-1974)

(FAA-1978)

C B R

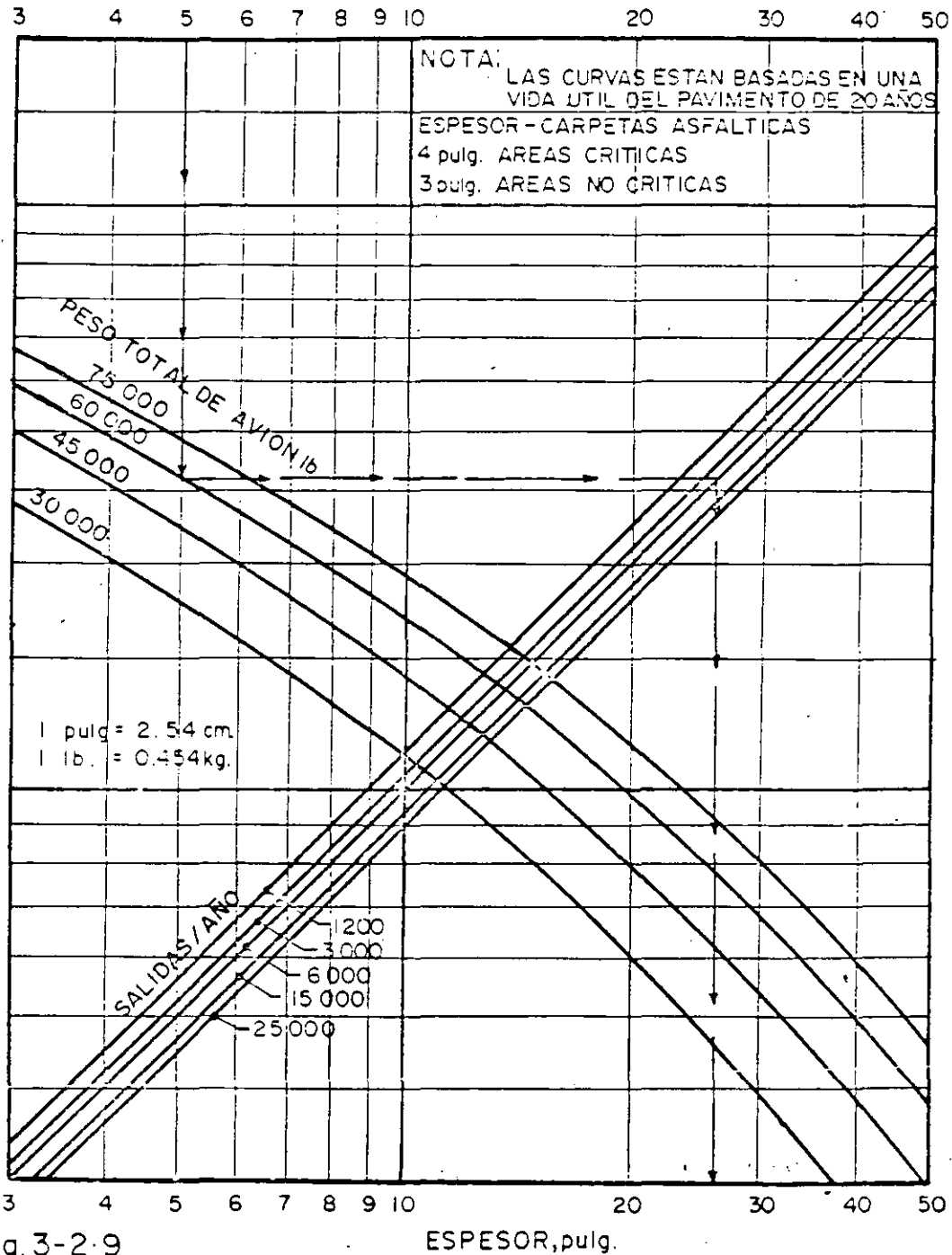


Fig. 3-2-9

ESPEJOR, pulg.

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS



3.2-12

(FAA-1978)

74

CBR

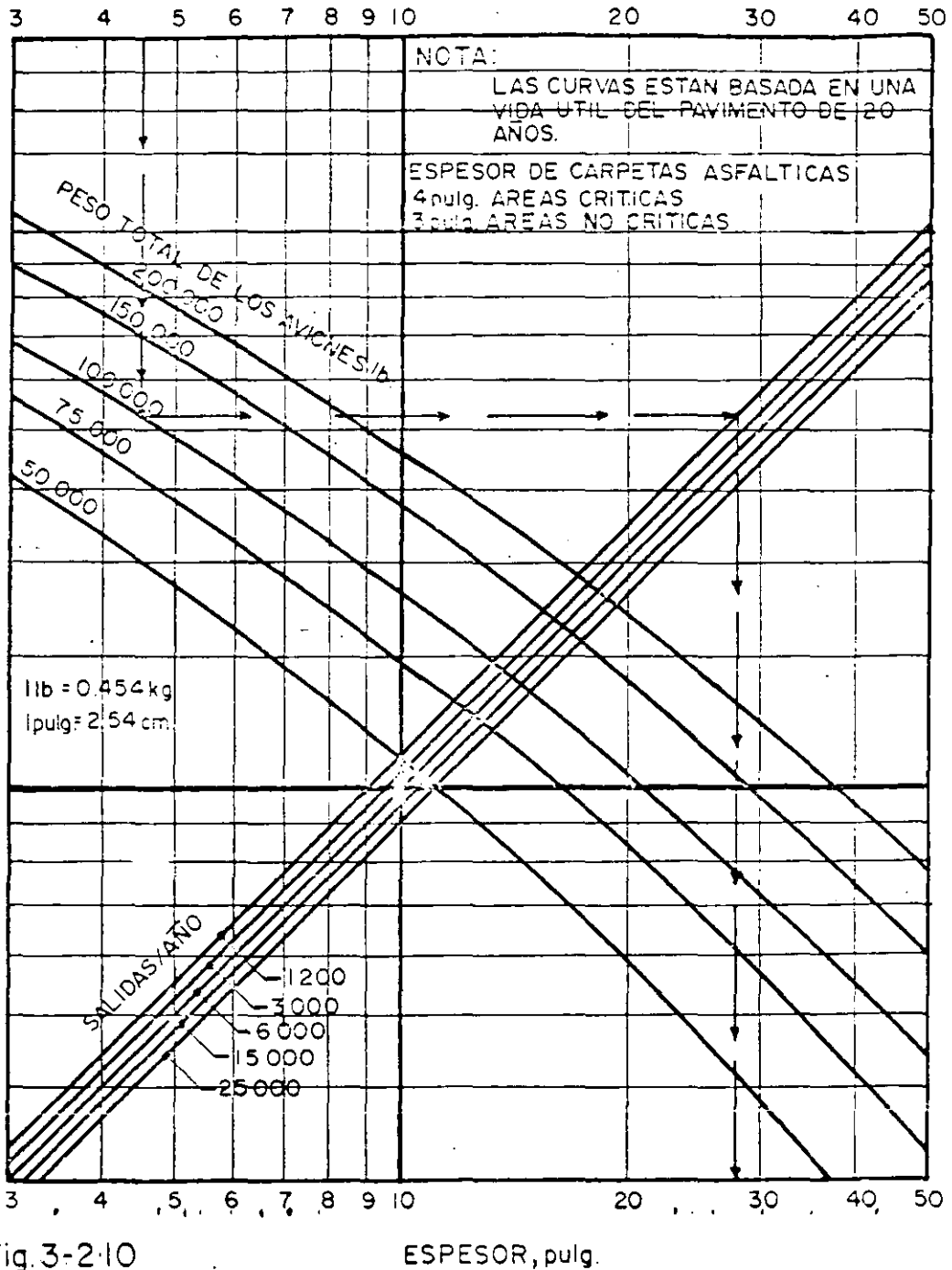


Fig. 3-2-10

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS DOBLES.

3.2-13

(FAA-1978)

CBR

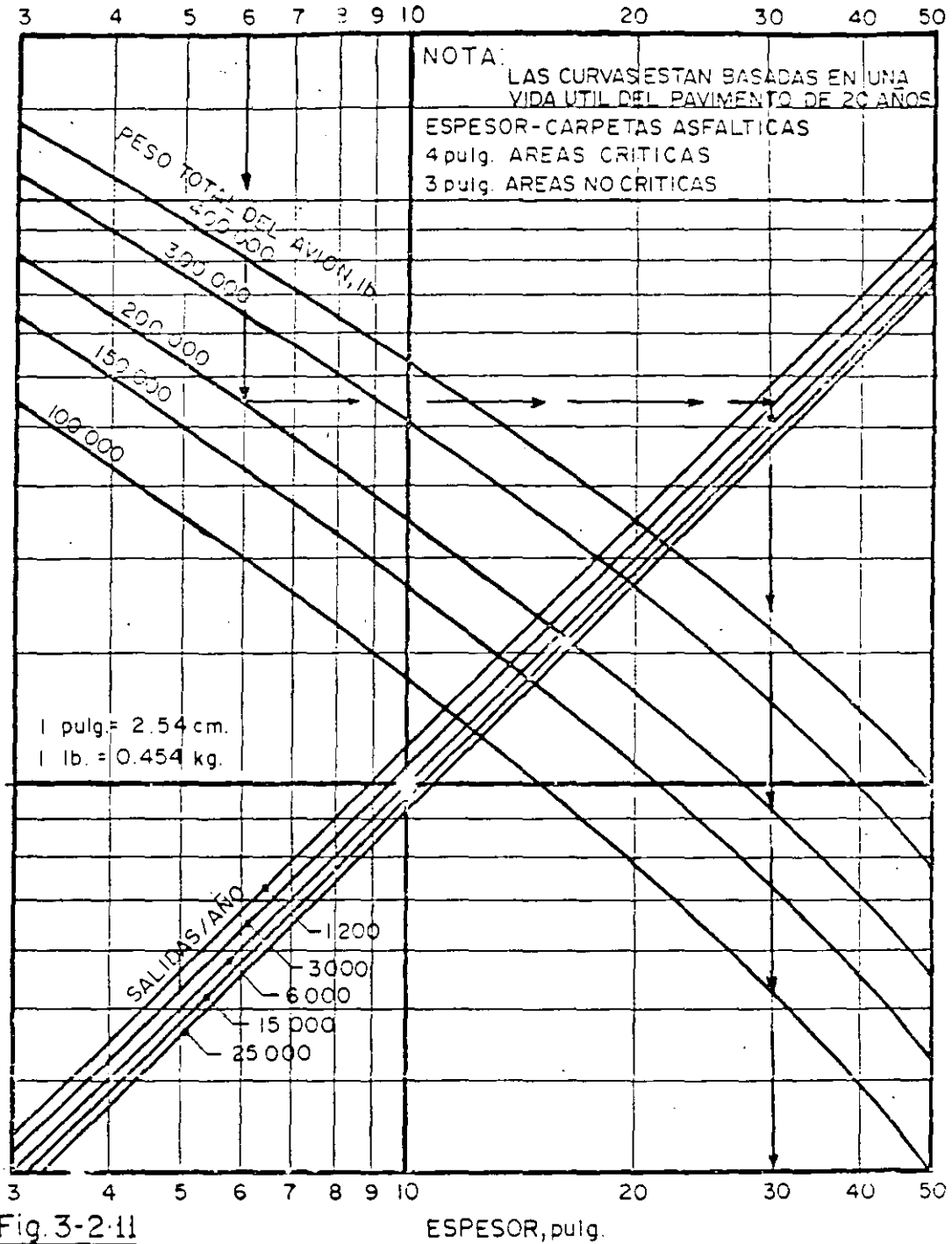


Fig. 3-2-11

ESPEJOR, pulg.

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
 TREN DE ATERRIZAJE EN DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

C B R

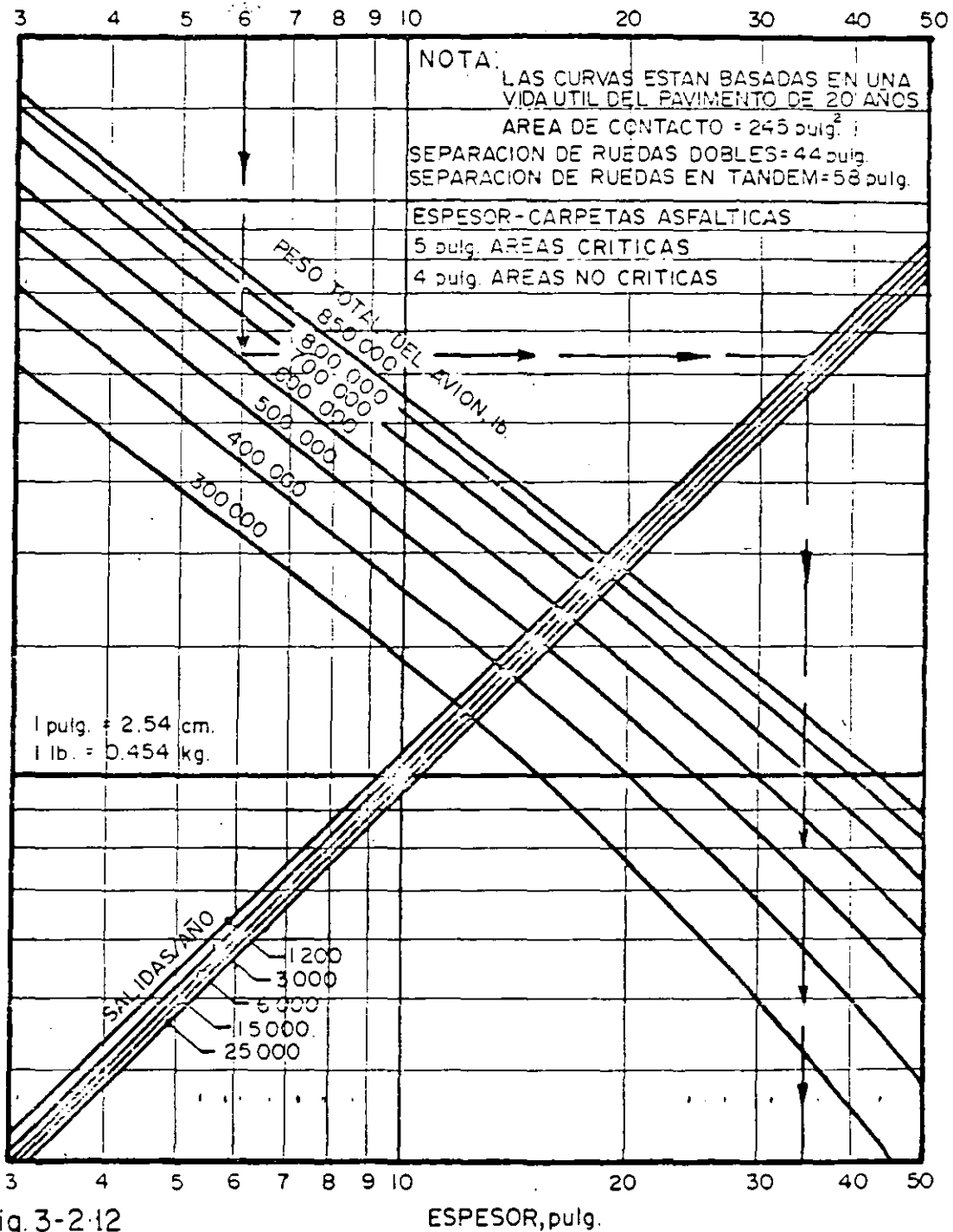


Fig. 3-2-12

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES B-747-100, SR, 200 B, C, F

3.2-15

(FAA-1978)

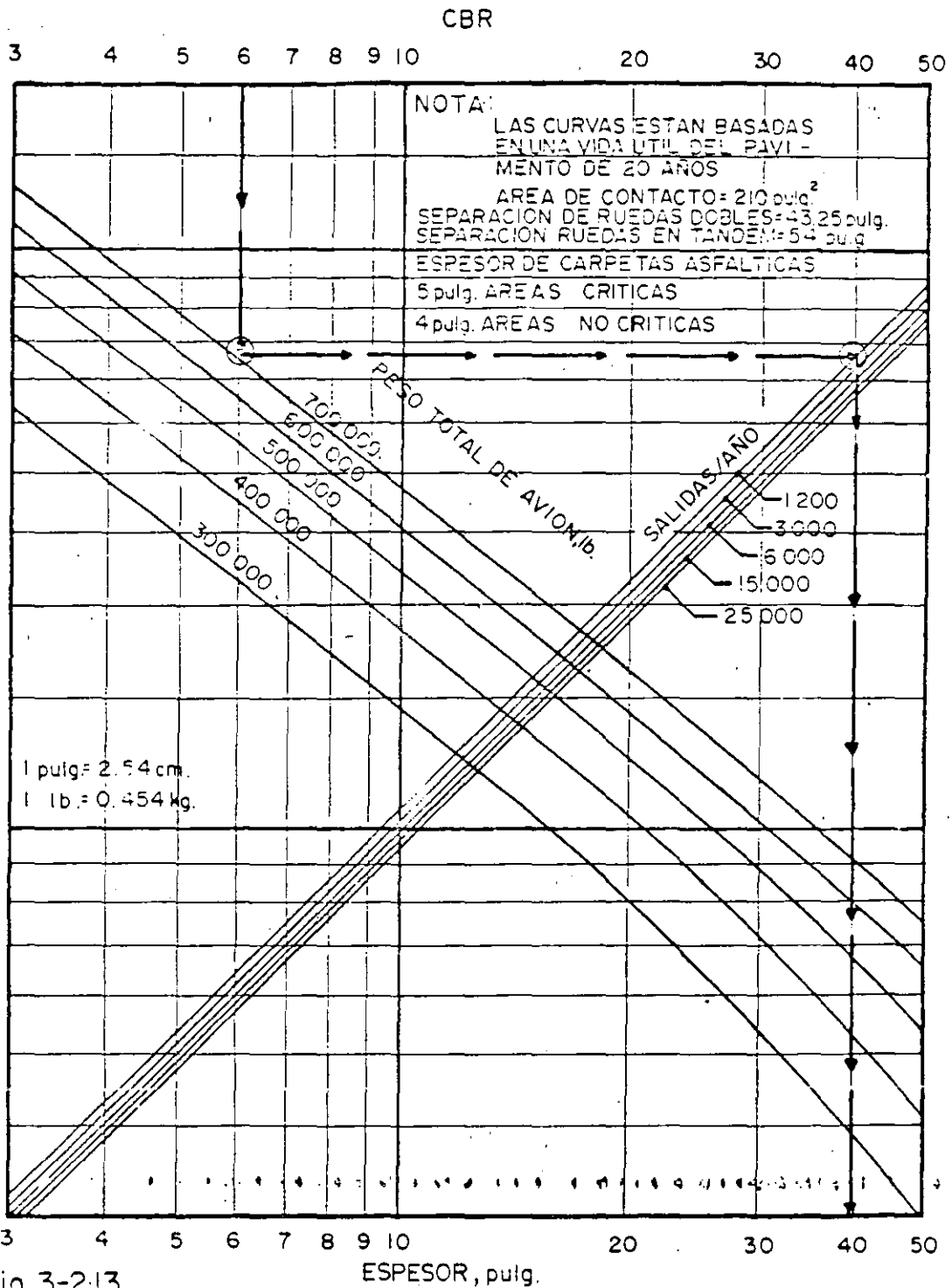


Fig. 3-2-13

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
AVION B-747-SP

3.2-16

C B R

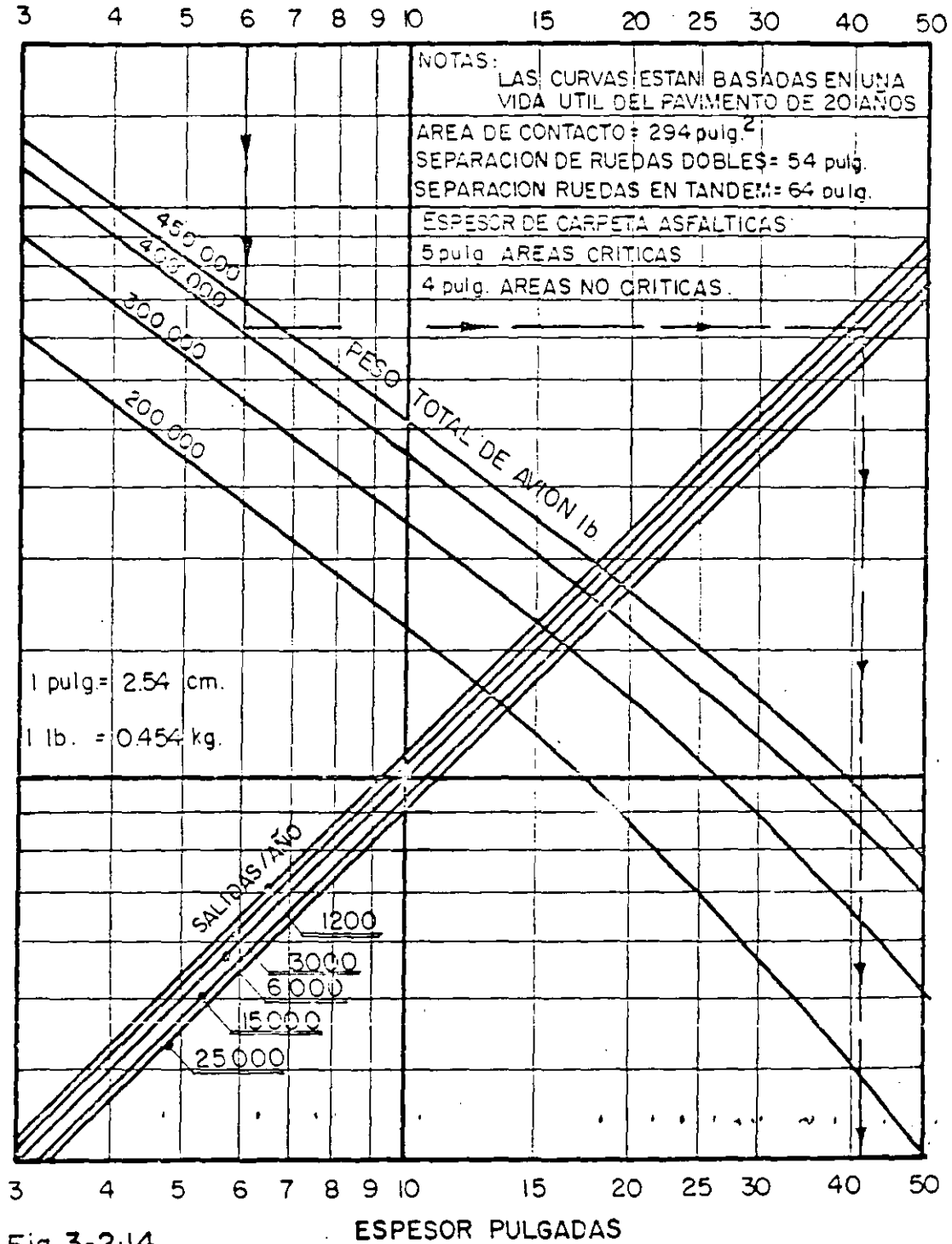


Fig. 3-2-14

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION DC 10-10, 10 CF.

3.2-17

(FAA-1978)

CBR

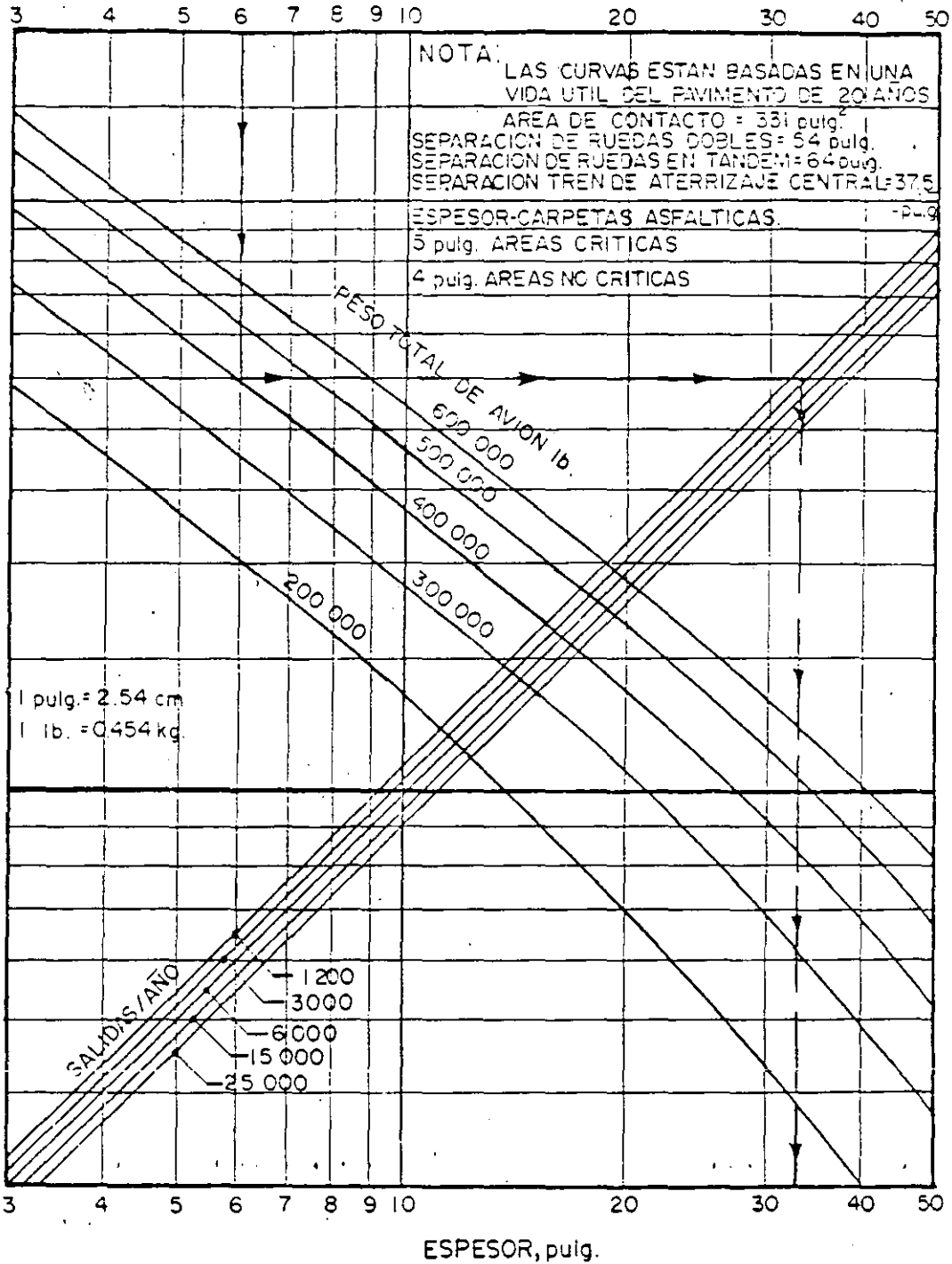


Fig. 3-215

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES DC-10-30, 30 CF, 40, 40CF

3.2-18

(FAA-1978)

CBR

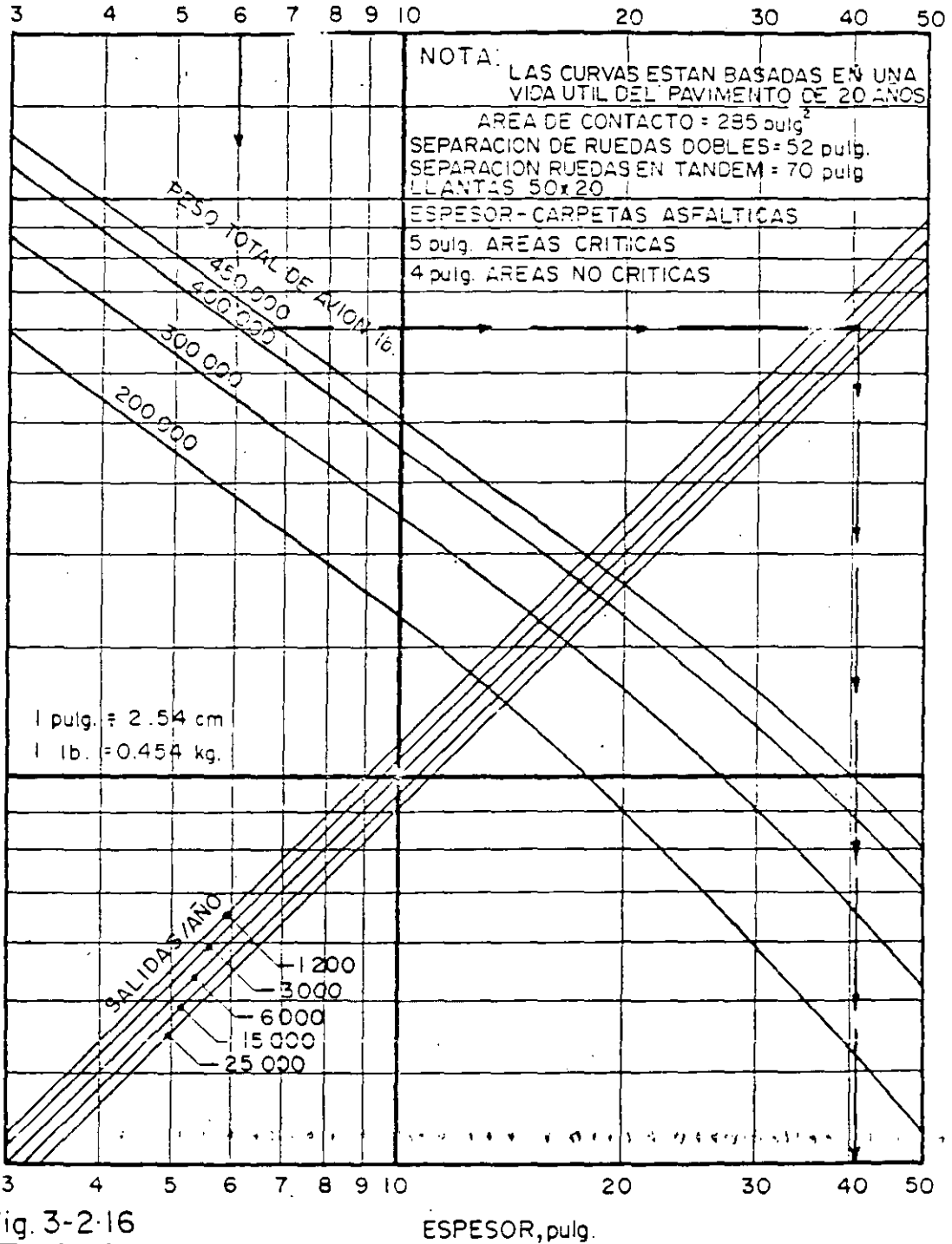


Fig. 3-2-16

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION L-1011-1,100

3.2-19

(FAA-1978)

CBR

3 4 5 6 7 8 9 10 15 20 25 30 40 50

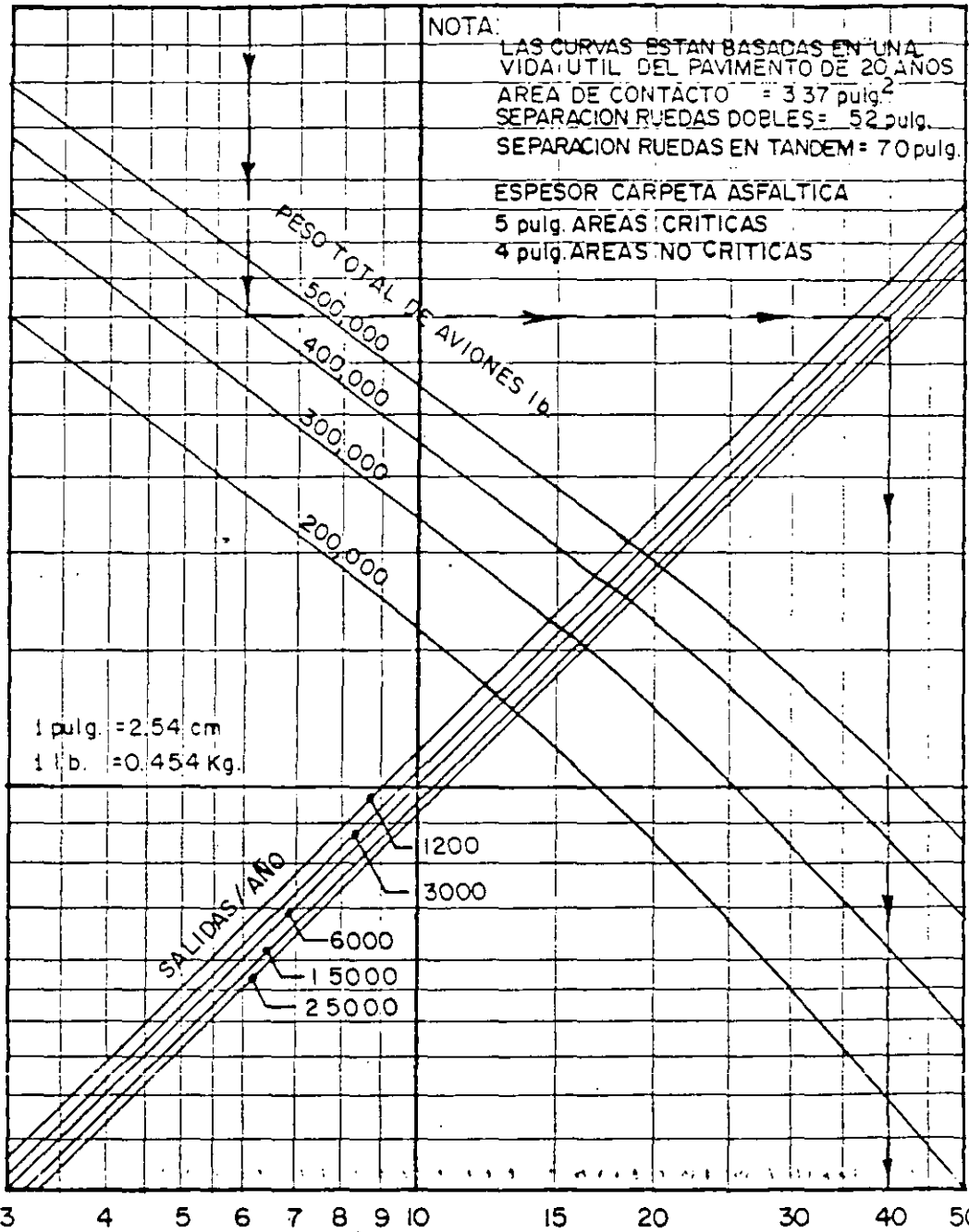


Fig 3-217

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES L-1011 - 100, 200

3.2-20

(cm)

17 20 25 30 35 40 45 50 60

(FAA-1978)

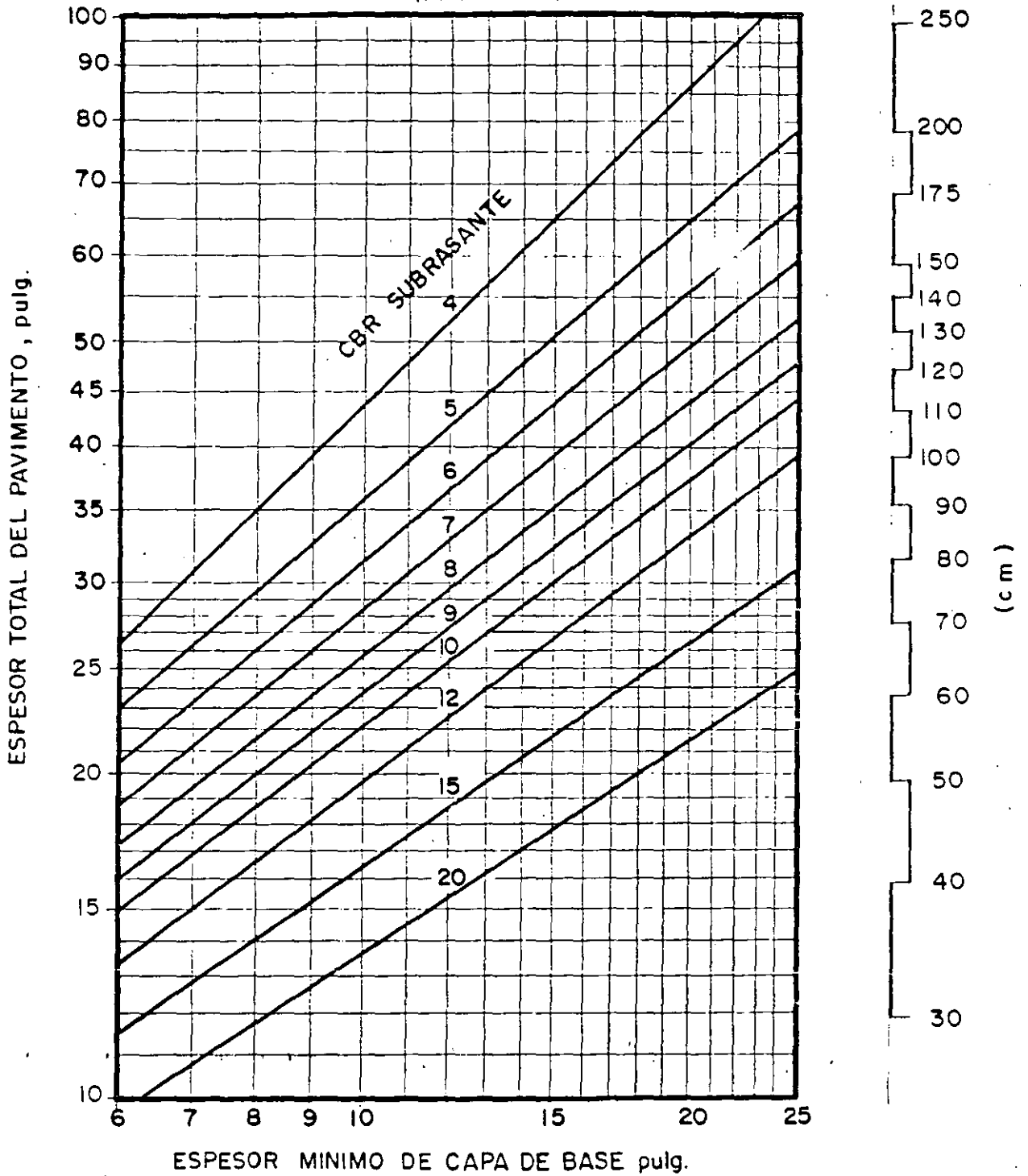
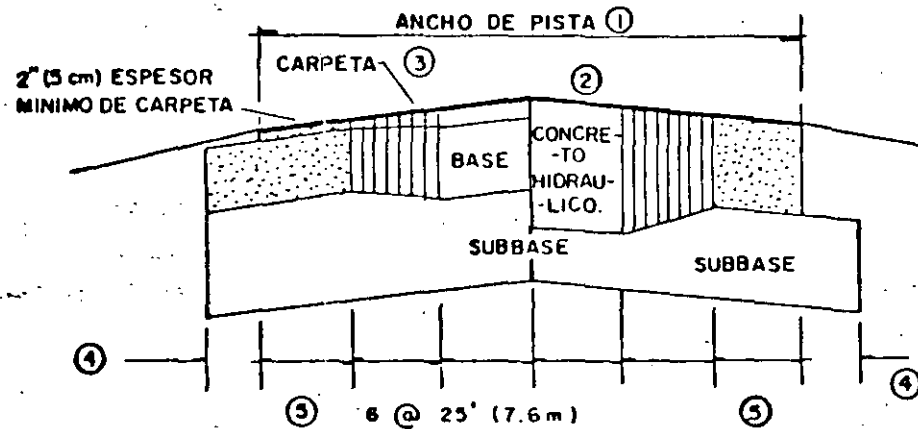
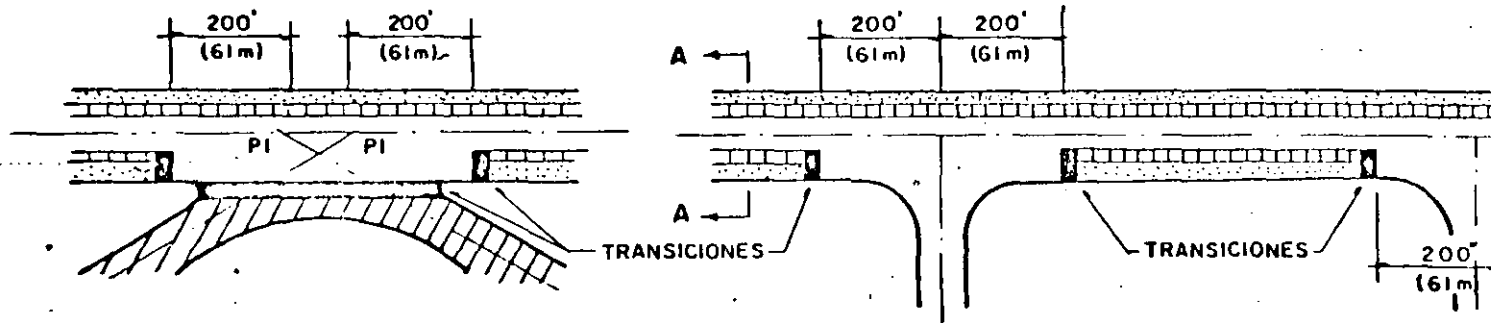


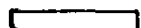



Fig. 3-2-18

REQUERIMIENTOS DE ESPEJOR MINIMO DE BASE

(FAA-1978)



SIMBOLOGIA

-  ESPESOR = T
-  ESPESOR VARIABLE = T → 0.7T
-  ESPESOR = 0.9T
-  ESPESOR = 0.7T

NOTAS

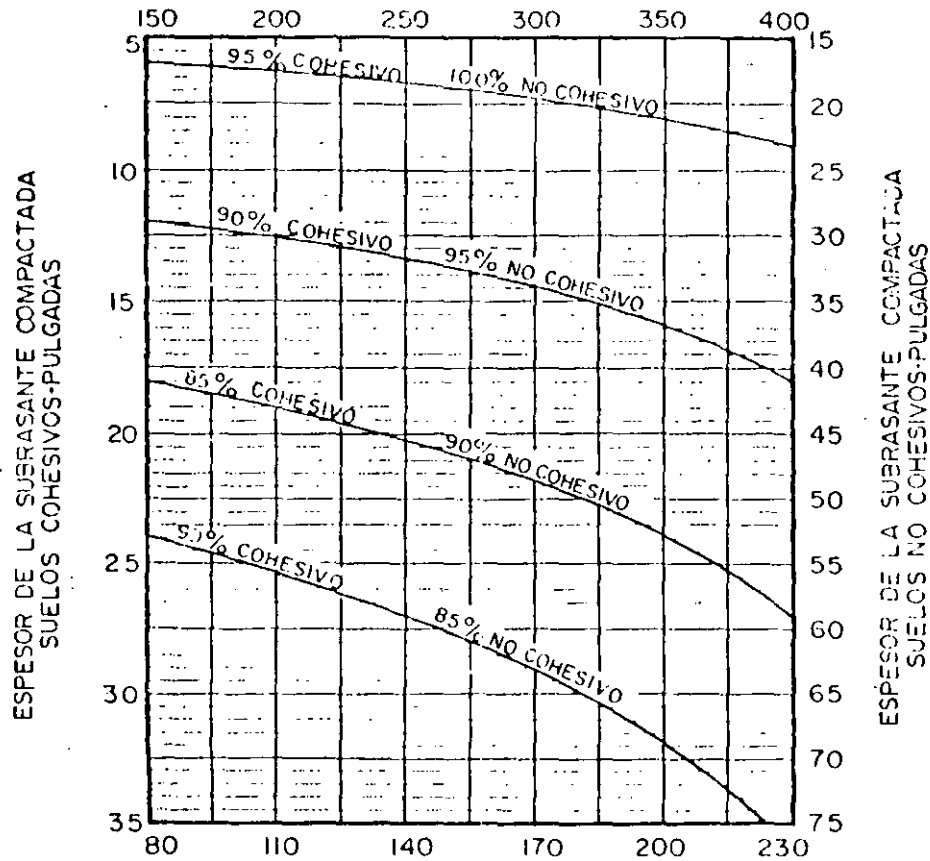
- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30cm) HASTA 30" (90cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA.

Fig. 3-2-19

PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS

3.2-21

PESO TOTAL DEL AVION-TREN DE ATERRIZAJE
DOBLE TANDEM-MILES DE LIBRAS.



PESO TOTAL DEL AVION-TREN DE ATERRIZAJE
RUEDAS DOBLES-MILES DE LIBRAS

(FAA-1978)

Fig. 3-2-20

REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

NOTAS:

- 1.- Las curvas muestran espesores bajo la subrasante terminada cuyas densidades pueden ser iguales o mayores al porcentaje indicado de la máxima densidad a humedad óptima como se determinó por la prueba de compactación T-611 de la FAA.
- 2.- Para las áreas de terraplén se debe cumplir con el criterio gráfico excepto que la densidad mínima de los suelos colocados en el terraplén debe ser de 90 % para cohesivos y 95 % para no cohesivos y para las 9 pulgadas superiores del terraplén debe ser no menor que 95 % para suelos cohesivos y 100 % para los no cohesivos, de la densidad T-611.
- 3.- La subrasante en áreas de corte presentará las densidades naturales del suelo pudiendo efectuarse lo siguiente: (a) podría ser compactada desde la superficie hasta obtener las densidades requeridas, (b) podría ser removida y remplazada en cuyo caso se deben obtener las densidades mínimas de terraplenes, o (c) cuando la economía y la rasante lo permitan, cubrir con suficiente material seleccionado o de subbase de tal manera que la subrasante sin compactar esté a una profundidad en donde sus densidades sean satisfactorias.
- 4.- Para los suelos expansivos, pueden ser aplicadas densidades reducidas.

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm.
1 lb. = 0.454 kg.

32-22

TABLA 3-2.2 FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA SUBBASES ESTABILIZADAS

	<u>Materia!</u>	<u>Factor de Equivalencia</u>
P-401,	Carpeta Asfáltica	1.7-2.3
P-201,	Base Asfáltica	1.7-2.3
P-215,	Base Asfáltica colocada en frío	1.5-1.7
P-216,	Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.5-1.7
P-304,	Base tratada con cemento	1.6-2.3
P-301,	Base utilizando suelo cemento	1.5-2.0
P-209,	Base con agregados triturados	1.4-2.0
P-154,	Capa de subbase	1.0

Para establecer los factores mostrados arriba, el valor del CBR de la subbase estandar P-154, se consideró de 20.

TABLA 3-2.3 FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA BASES ESTABILIZADAS

<u>Material</u>	<u>Factor de Equivalencia</u>
P-401, Carpeta Asfáltica	1.2-1.6
P-201, Base Asfáltica	1.2-1.6
P-215, Base Asfáltica colocada en frío	1.0-1.2
P-216, Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.0-1.2
P-304, Base tratada con cemento	1.2-1.6
P-301, Base utilizando suelo cemento	N/A
P-209, Base con agregados triturados	1.0
P-154, Capa de subbase	N/A

Los factores de equivalencia mostrados arriba consideran un valor de CBR de 80 para P-209

(FAA - 1978)

TABLA 3-2.4 ESPESOR DE PAVIMENTO PARA NUMERO ELEVADO DE SALIDAS EXPRESADO COMO POR CIENTO DEL ESPE—
SOR CORRESPONDIENTE A 25,000 SALIDAS/AÑO.

<u>Salidas/Año</u>	<u>Por ciento del espesor con relación</u> <u>a 25,000 salidas</u>
50,000	104
100,000	108
150,000	110
200,000	112

Los valores dados en la tabla 3.2.4 están basados en extrapolaciones de datos obtenidos por investigación y observaciones de pavimentos en servicio. La tabla 3-2.4, fué elaborada considerando una relación logarítmica entre el por ciento de espesores y salidas.

(FAA - 1978)

3).- Método del Departamento de Transporte de Canadá.-

El método de diseño de pavimentos flexibles del Departamento de Transporte de Canadá, es básicamente un método empírico desarrollado a partir de una exhaustiva investigación de la capacidad de las pistas canadienses por medio de pruebas de placa. Se efectuaron pruebas de placa tanto en la superficie del pavimento como en la base y en la subrasante. Adicionalmente se efectuaron otras pruebas como la de CBR, compresión triaxial, penetrómetro y Viga Benkelman y se correlacionaron entre sí. A partir de esta investigación, dirigida por N. McLeod, se desarrolló la ecuación de diseño:

$$t = K \text{ Log } \frac{P}{S} \quad (3.3.1)$$

donde:

t = Espesor de la estructura de pavimento en términos de un espesor equivalente de una base granular (pulg).

K = Constante de la base, que depende de las dimensiones de la placa y de las propiedades de la base para distribuir la carga por espesor unitario.

P = Capacidad de carga (lb) de la superficie del pavimento aplicada mediante una placa comúnmente de 30" de diámetro a una deformación dada (comúnmente de 0.5") y a un número dado de repeticiones de carga (comúnmente 10 repeticiones .)

S = Valor soporte de la subrasante (lb), para las mismas condiciones de aplicación de carga para determinar P.

El valor de la constante de la base, K , varía según se muestra en la fig. 3.3.1. Teóricamente el valor de la constante de la base debe aumentar con la profundidad, sin embargo los valores dados son satisfactorios para el rango de espesores normalmente empleados.

La relación empírica entre el soporte de la subrasante a 0.2 pulg. de deflexión y el soporte a cualquier otra deflexión está dada en la fig. 3.3.2. En esta gráfica McLeod proporciona la relación empírica entre el valor soporte de la subrasante en cualquier caso y el valor soporte cuando se prueba la subrasante con placa de 30 pulgadas (76.2 cm) de diámetro y con una deformación de 0.2 pulg. (0.508 cm). Con la relación P/A (perímetro/área) de la llanta y considerando la deformación que ésta produzca en el pavimento (0.5 pulg. es un valor usual), es decir, usando la curva correspondiente a esta deformación, se puede encontrar la relación mencionada.

Los requerimientos de espesores para varias cargas de rueda sencilla y para varios valores de soporte de la subrasante se basan en cálculos utilizando la ecuación de diseño 3.3.1. Las figs. 3.3.3 a 3.3.6 muestran gráficas de diseño en función del valor soporte de la subrasante obtenido con placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg. de deflexión y 10 repeticiones de carga. Los espesores obtenidos están en función de espesores equivalentes, es decir, el espesor equivalente considera al pavimento formado por una se-

M. E. W. ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

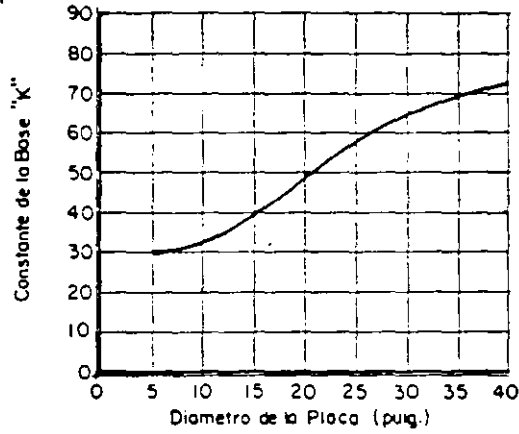


Fig. 3.3-1 Influencia del diametro de la placa en el valor de K para diseño de pavimentos flexibles con la ecuación $T = K \text{ Log } \frac{P}{S}$
(de Mc Leod. 1956)

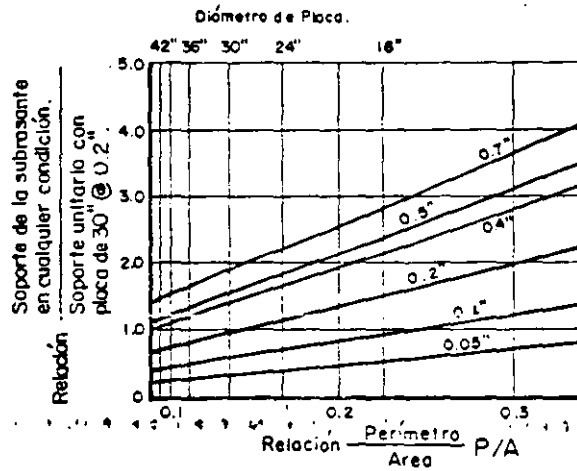


Fig. 3.3-2 Relaciones de soporte de la subrasante.
(de Mc Leod. 1956)

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ LAZO

Valor soporte de la subrasante (Libras) Placa de 30" de diámetro 0.5" de deflexión - 10 repeticiones de carga.

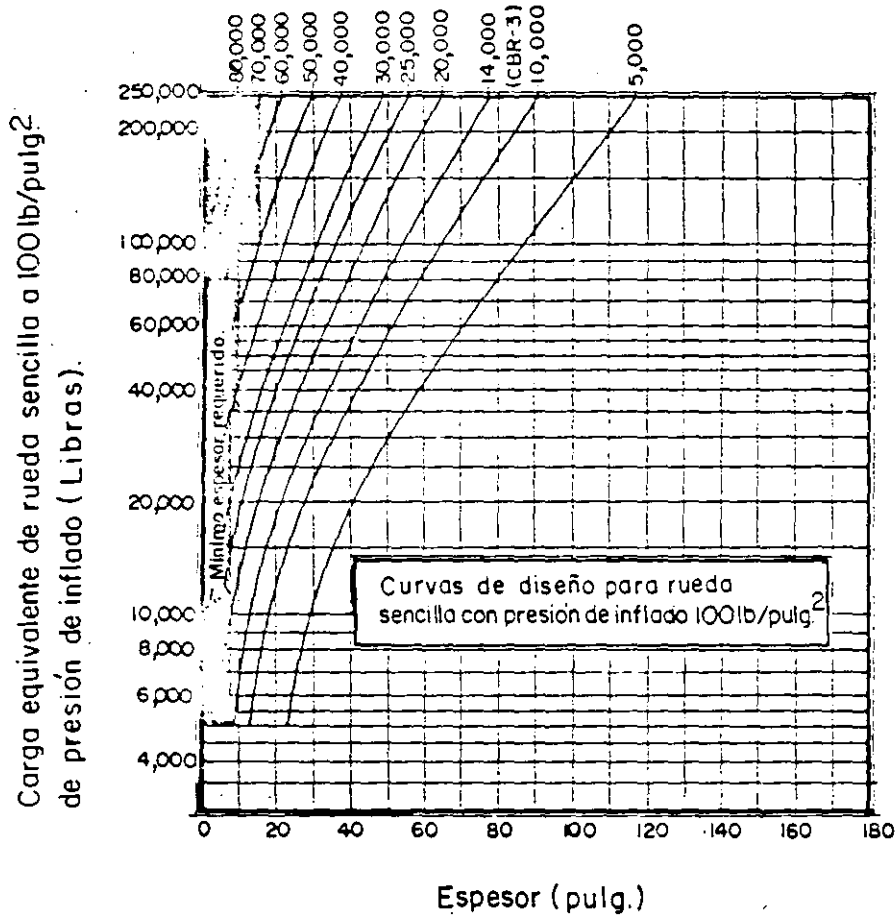
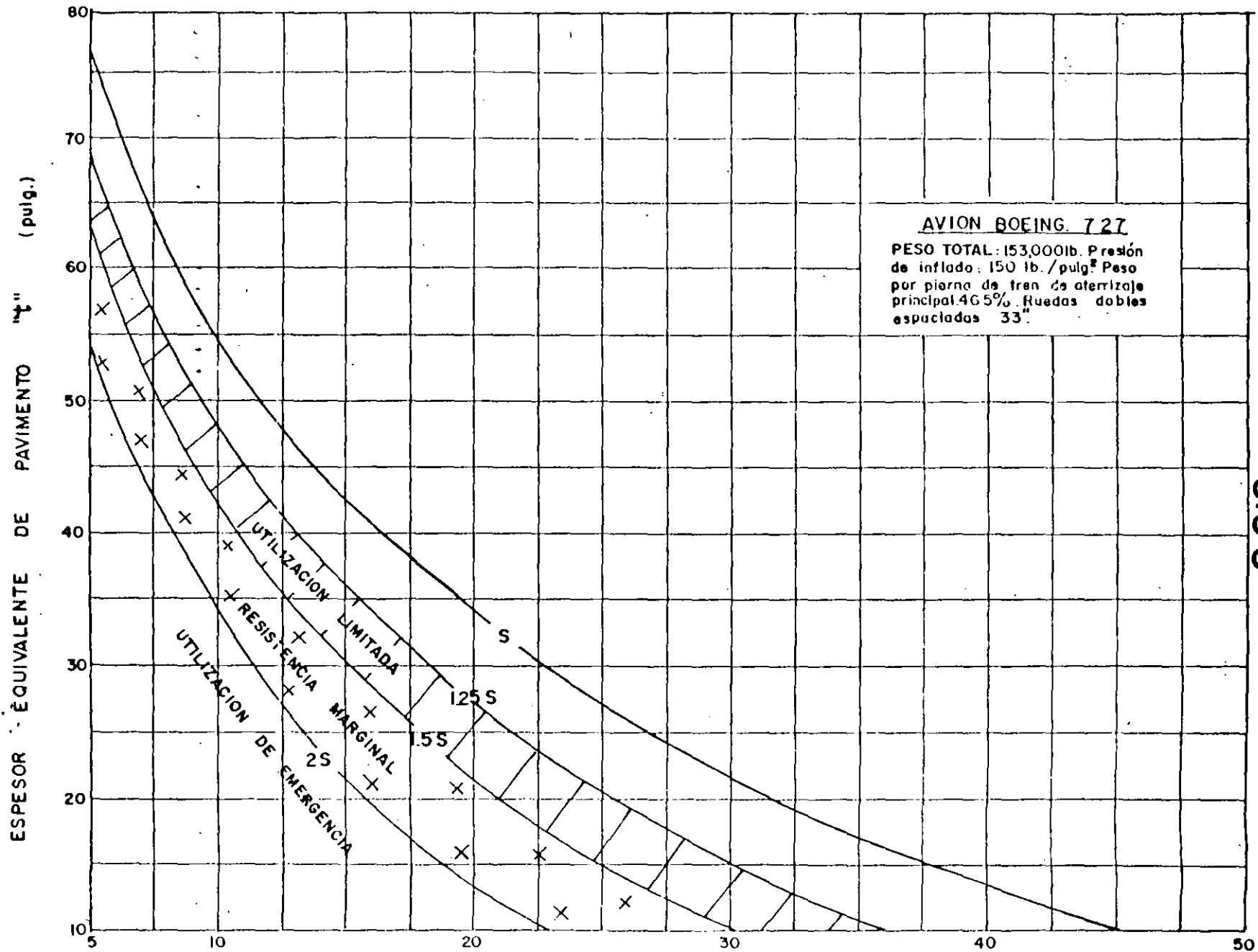


Fig 3.3-3 Carta de diseño de pavimentos flexibles (Mc Leod 1956)



Valor soporte de la subrasante "S" (1,000lb) Placa de 30" ϕ ; 0.5" de deflexión ; 10 repeticiones.

Fig. 3-3.4 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá, 1969)

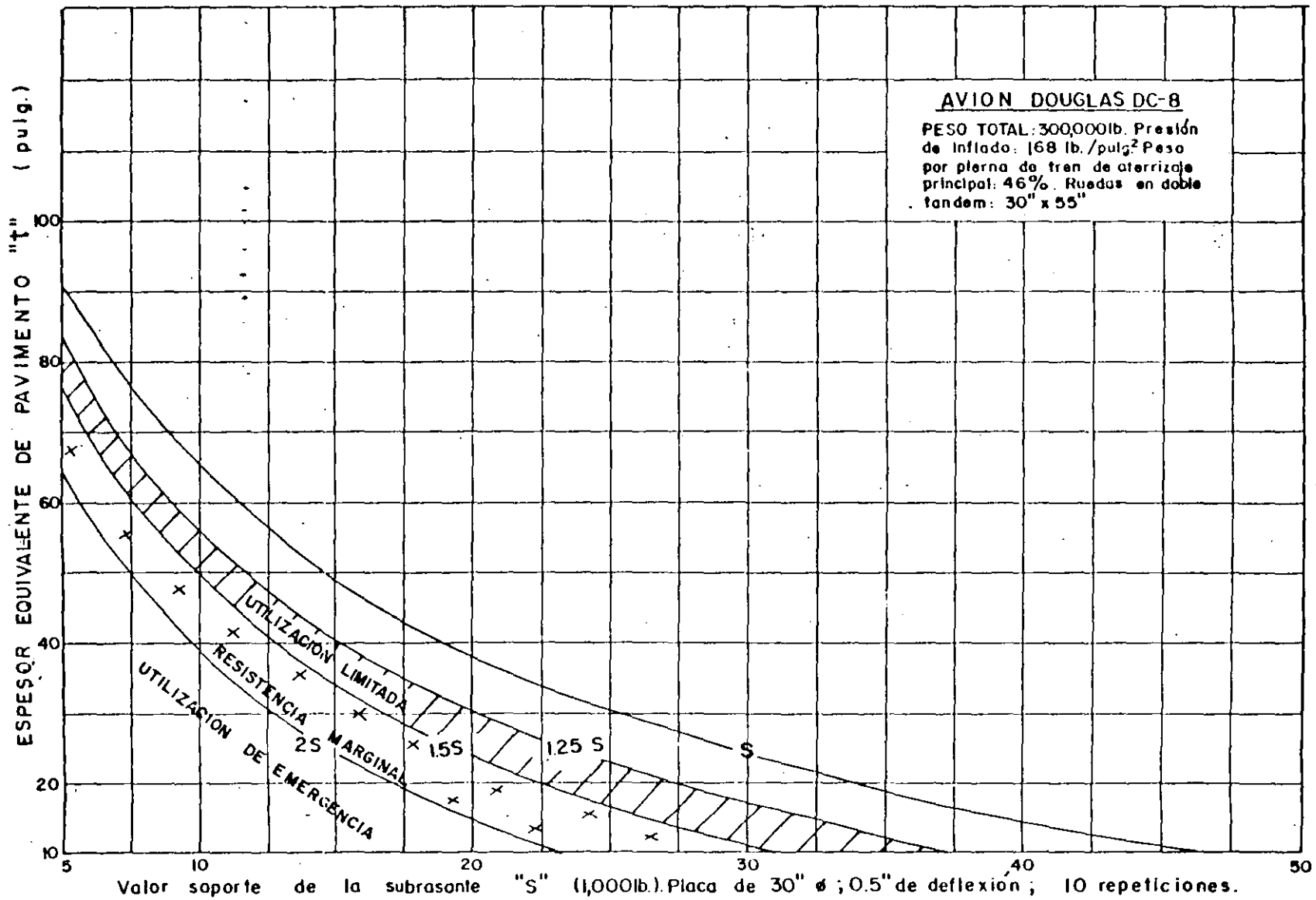


Fig. 3-3.5 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá. 1969)

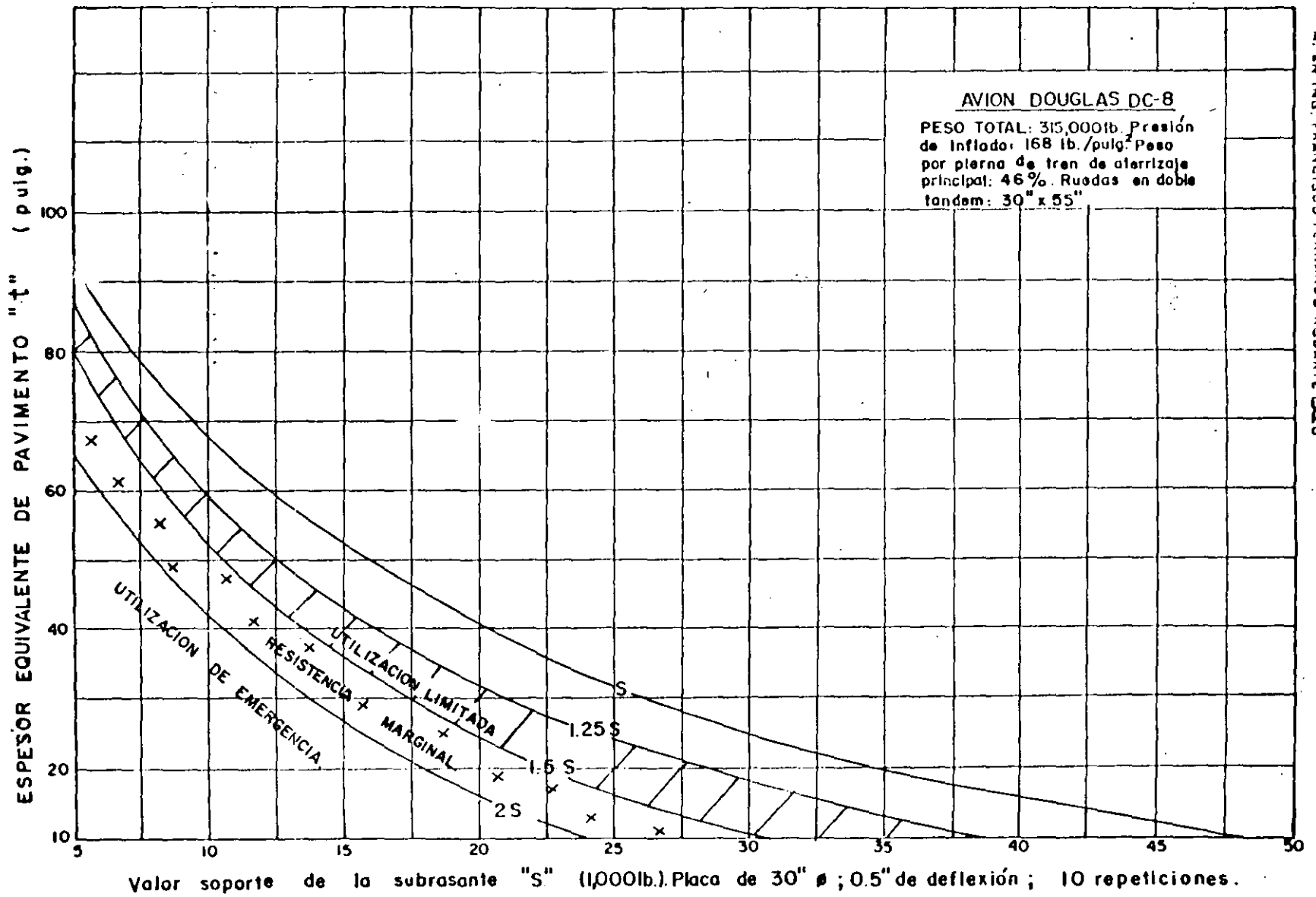


Fig 3-3.6 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá. 1969)

Tabla 3-3.1

(Departamento de Transporte de Canadá, 1969)

<u>Material</u>	<u>Espesor equivalente de base granular.</u>
Concreto asfáltico de alta calidad.	2
Concreto asfáltico de pobre calidad.	1½
Base de macadam (hidráulico)	1½
Base de grava triturada o roca triturada.	1
Base granular.	1

Tabla 3-3.2Espesores mínimos recomendados.

(Departamento de Transporte de Canadá, 1969)

Material	Presión de neumáticos del avión de diseño (lb./pulg ²)			
	Menos de 60	Menos de 100	100 a 149	150 a 199
Concreto asfáltico.	2 pulg.	2.5 pulg.	3.5 pulg.	4 pulg.
Base de grava triturada o roca triturada.	6 pulg.	9 pulg.	9 pulg.	12 pulg.

la capa de base granular. En la tabla 3.3.1 se indican las equivalencias de espesor de los diferentes materiales que pueden constituir un pavimento flexible. En la tabla 3.3.2 se especifican los espesores mínimos de carpeta y base.

La fig. 3.3.7 presenta la relación entre los valores de capacidad de la subrasante de varios métodos de prueba. Dichas relaciones son para suelos cohesivos.

La fig. 3.3.8 muestra la relación, obtenida por el Departamento de Transporte de Canadá en 1960; entre los valores de deflexión medida con Viga Benkelman y la capacidad de carga de placa (de 30" de diámetro, a 0.5 de deflexión y a 10 repeticiones); la fig. 3.3.8.A, muestra una relación obtenida posteriormente, también por el Departamento de Transporte de Canadá, con base en 1251 observaciones, para los dos métodos de evaluación mencionados.

Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 10 20 30 40 50 60 70
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 12" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg.) con placa de 12" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 20 40 60 80 100 120 140 160
Módulo de reaccion de la subrasante "K" (lb./pulg. ³) con placa de 30" de diámetro, a 0.05" de deflexión, a 1 repetición de carga.	0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650
* CBR in situ (no saturado)	0 2 3 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28
* Penetrómetro Housel. No. de golpes para 6" de penetración.	0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65

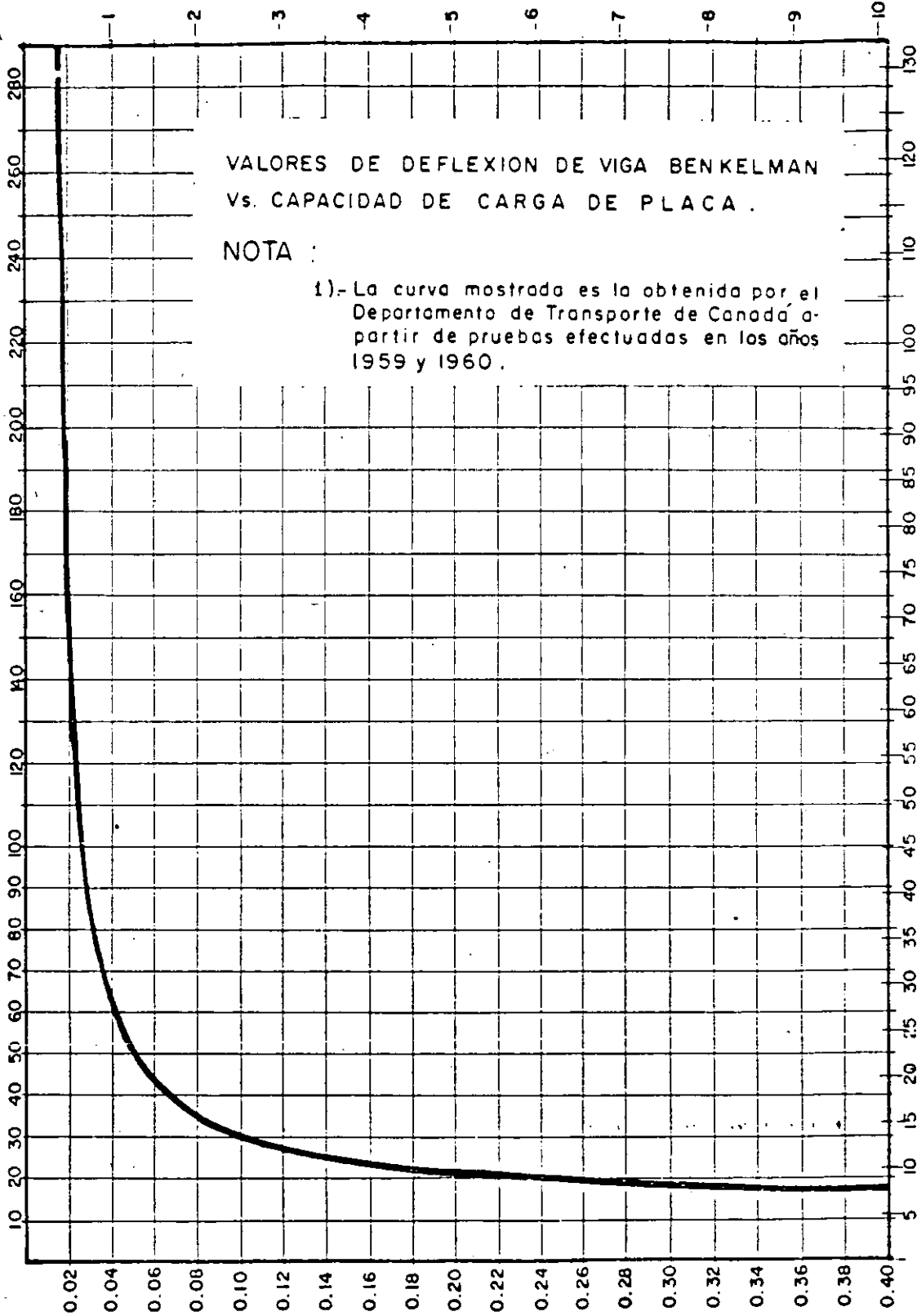
* Valor promedio a una profundidad de 2pies de la subrasante.

Fig. 3-3-7 Relaciones entre las medidas de capacidad de la subrasante indicadas por varios métodos de prueba (para suelos cohesivos) .

(Departamento de transporte de Canadá - 1969)

DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN (m.m.) (Δ)

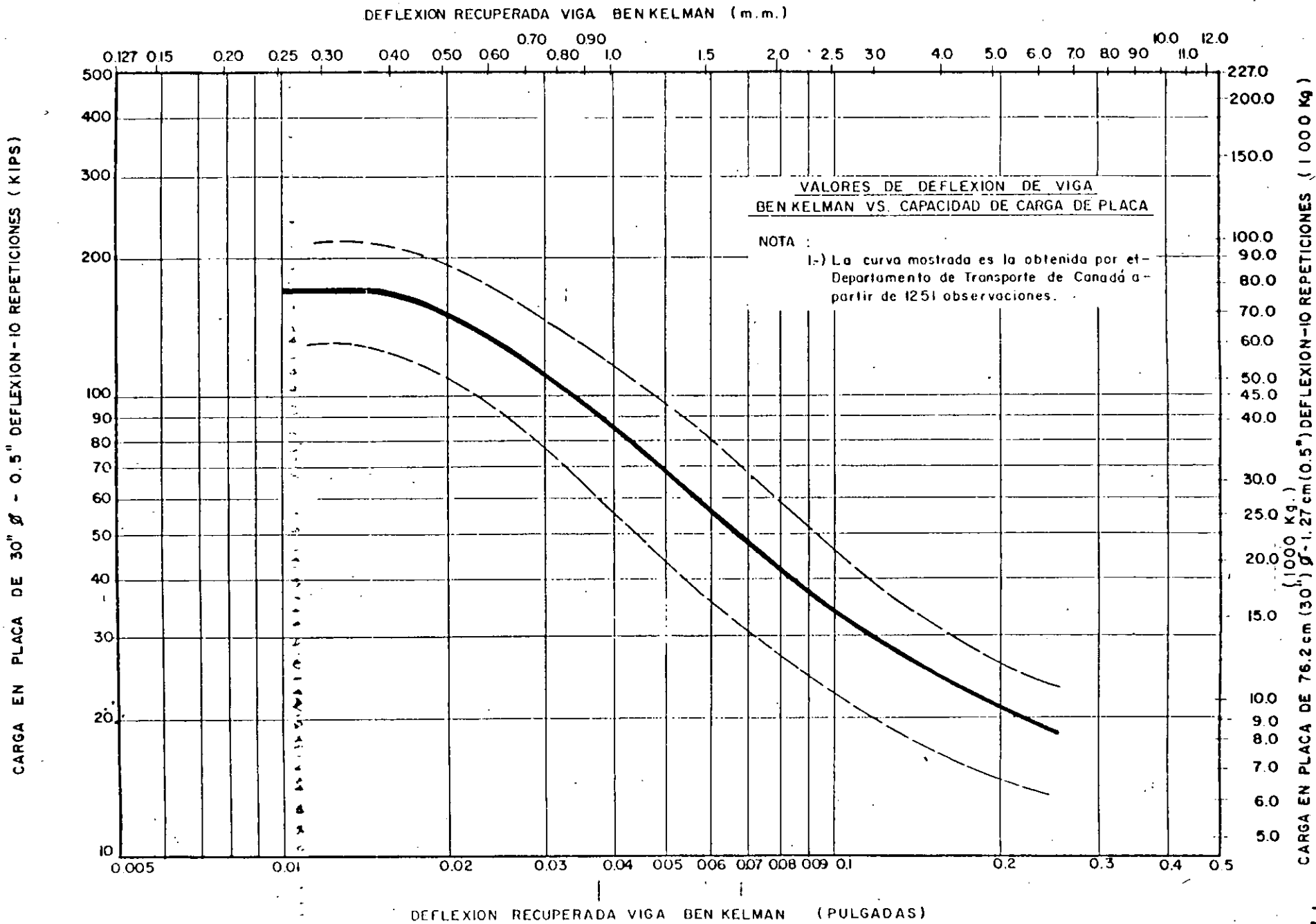
CARGA EN PLACA DE 30" \varnothing (1000 lbs.)
A 0.5" DEFLEXION - 10 REPETICIONES



CARGA EN PLACA DE 76.2 cm \varnothing (1000kg)
A 1.27 cm DEFLEXION - 10 REPETICIONES.

DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN (Pulgadas.) (Δ)

Fig. 3 - 3.8



3.3-12

Fig 3 - 3.9

4).- Método del Instituto del Asfalto.-

En el año de 1973 el Instituto del Asfalto publicó su nuevo método de diseño de pavimentos flexibles denominado " Full - Depth " o pavimento integral. En contraste con la mayoría de los métodos de diseño de pavimentos flexibles para aeropuertos, este método utiliza el concepto de análisis de tráfico mezclado, en lugar de utilizar el concepto de avión crítico o avión de diseño.

El avión estandar utilizado en este método es el DC-8-63F con peso máximo de 162,000 kg (358,000 lb).

El método se basa en la teoría de que el pavimento es un sistema elástico multicapas y que cuando se le aplica una carga se producen dos tipos de esfuerzos críticos:

- Un esfuerzo horizontal por tensión, E_t , en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico (ver fig.3.4.1).
- Un esfuerzo vertical por compresión, E_c , en la parte superior de la subrasante.

3.4-2

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZAR

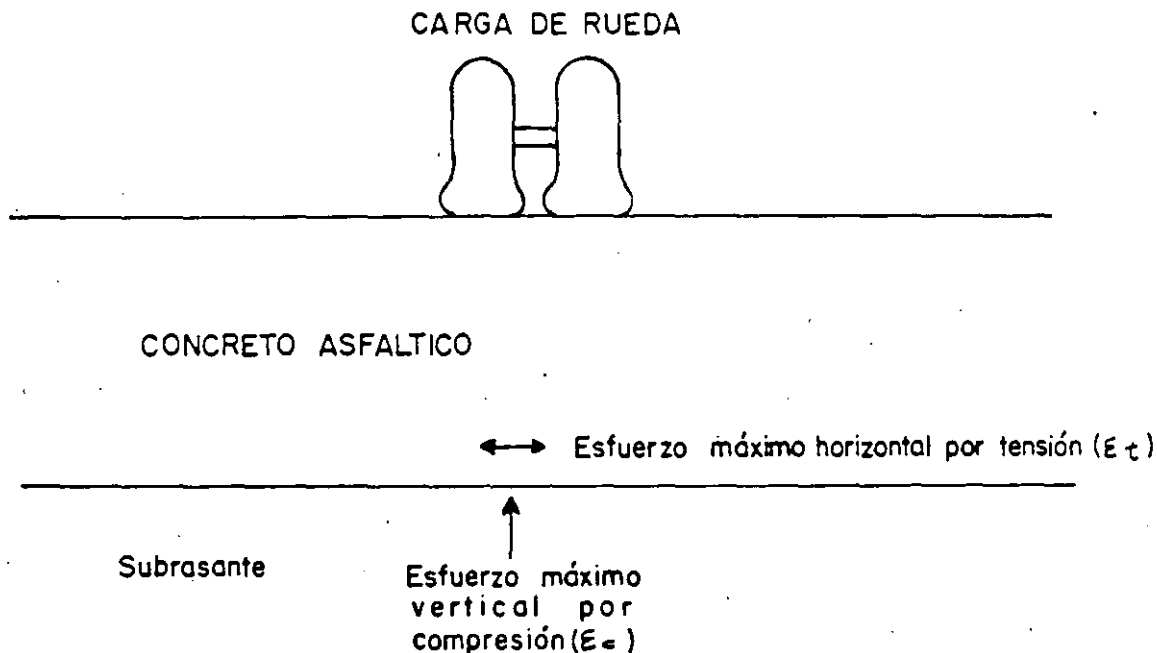


Fig.3-4.1 Localización y dirección de los esfuerzos de tensión y compresión en un pavimento integral de asfalto.
(Instituto del Asfalto).

Mayor temperatura \Rightarrow Menor $|E_c| \Rightarrow$ Mayor ϵ_c

Menor temperatura \Rightarrow Mayor $|E_c| \Rightarrow$ Mayor ϵ_t

$|E_c|$: Módulo de elasticidad del concreto asfáltico.

Cada uno de los esfuerzos debe ser examinado por separado en el procedimiento de diseño. Las gráficas de diseño de espesores de pavimento (fig.3.4.2 y 3.4.3) han sido elaboradas considerando los módulos de elasticidad críticos del concreto asfáltico, $|E_*|$, ya que dependen de la temperatura . A mayor temperatura del pavimento, menor módulo de elasticidad del concreto asfáltico, y por tanto mayor esfuerzo vertical por compresión en la subrasante (E_c). A menor temperatura del pavimento, mayor módulo de elasticidad del concreto asfáltico, y por tanto mayor esfuerzo horizontal de tensión en la capa de concreto asfáltico (E_t). Cuando la temperatura media anual se incrementa, el espesor de pavimento T_a , también se incrementa para satisfacer los requerimientos de deformación. Por otro lado se requieren mayores espesores de pavimento en climas fríos para satisfacer el criterio de agrietamiento por fatiga.

Para determinar el espesor de pavimento se requiere conocer el módulo de elasticidad de la subrasante, E_s , la temperatura media anual y la mezcla de tráfico prevista.

El módulo de elasticidad de la subrasante, E_s , se puede determinar de tres pruebas:

- Por medición directa de la prueba del módulo de resiliencia (o módulo elástico), M_r , que puede ser sustituido directamente en el diseño como E_s . El módulo de resiliencia se de-

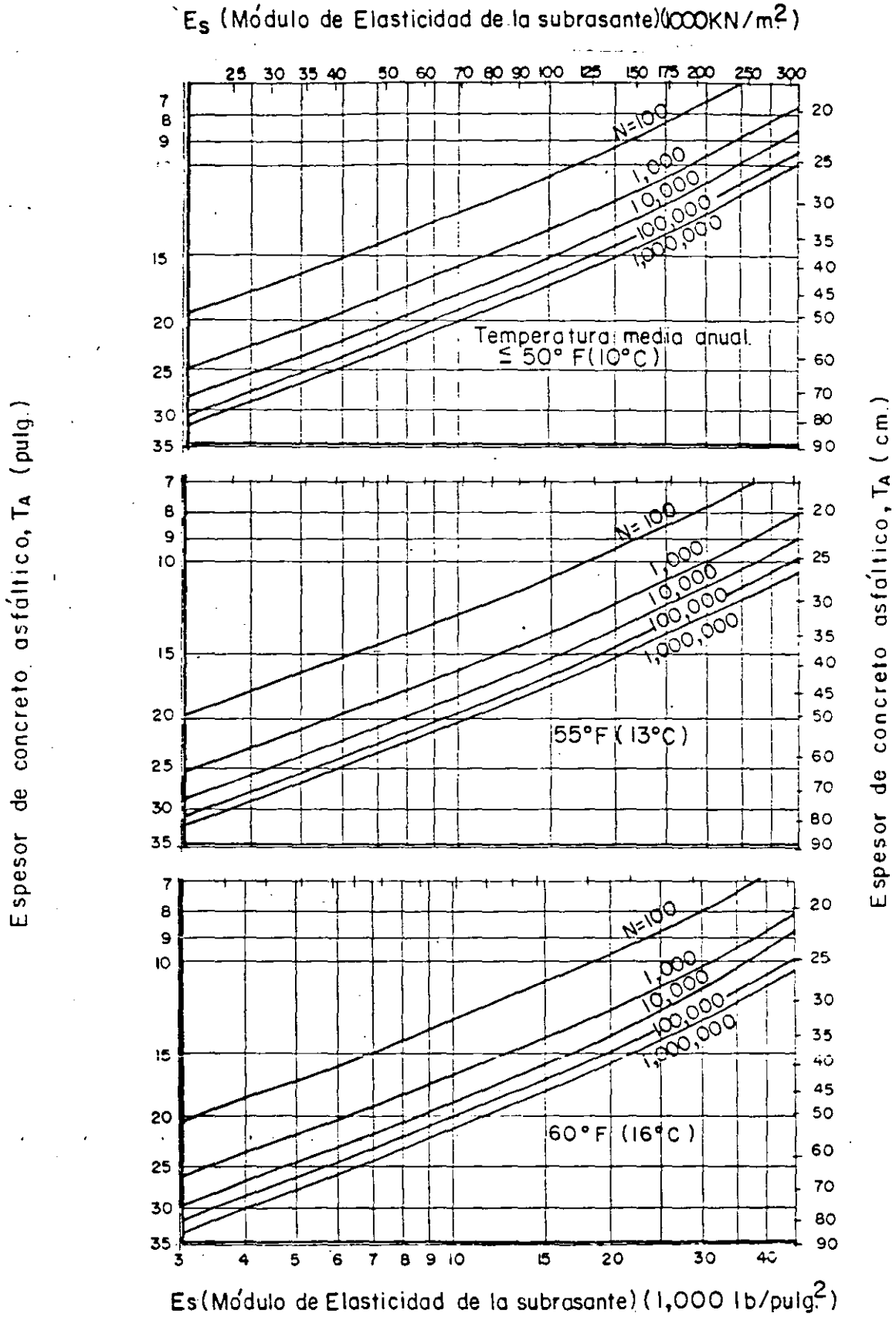
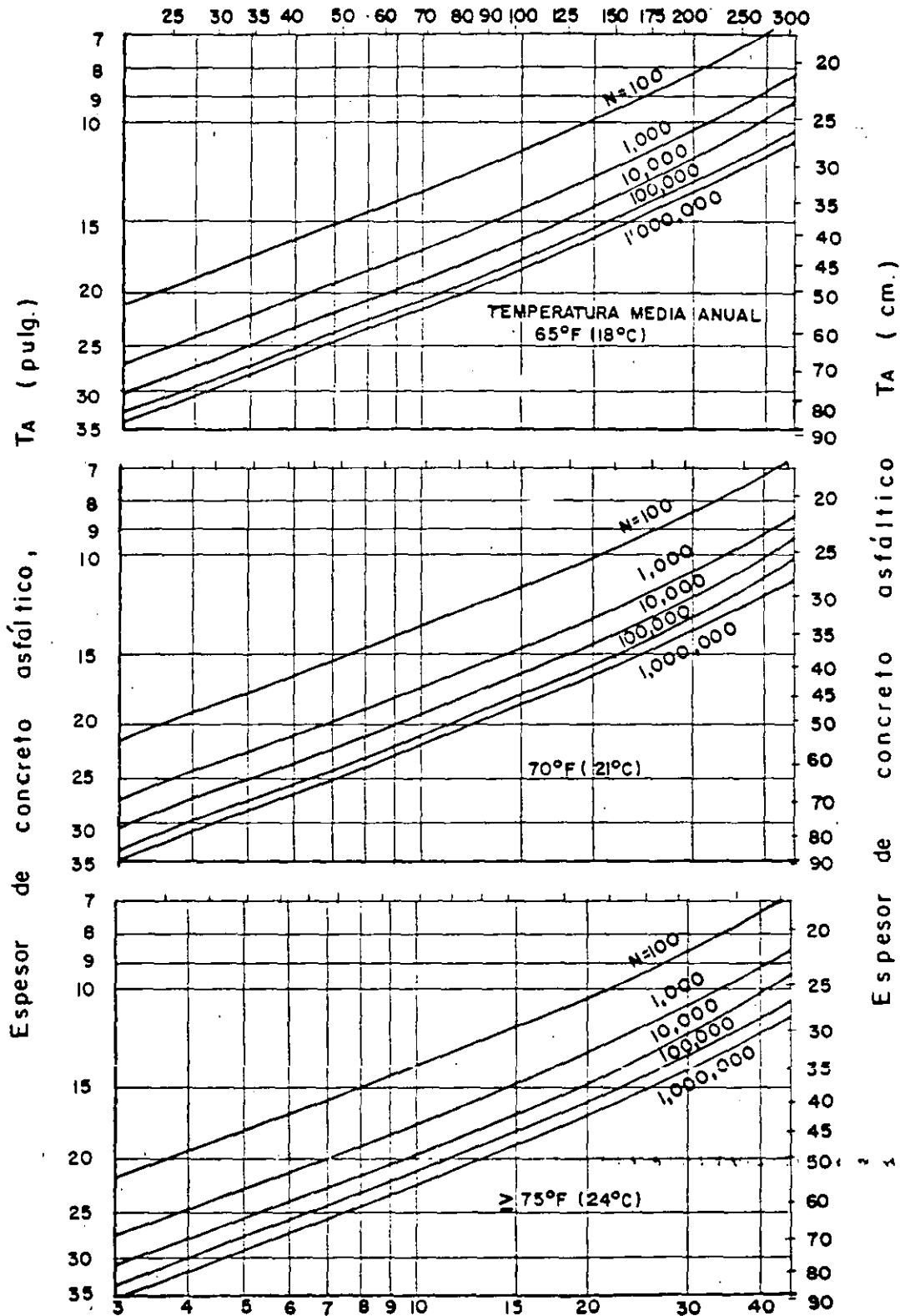


FIG. 3.4-2 Espeor de pavimento para limitar el esfuerzo vertical por compresión en la subrasante, E_c , bajo repeticiones de carga de DC-8-63 F para diferentes ambientes (Instituto del asfalto, 1973).

E_s (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)



E_s (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)

Fig.3 -4.2 (Continuación) Criterio: E_c

Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)

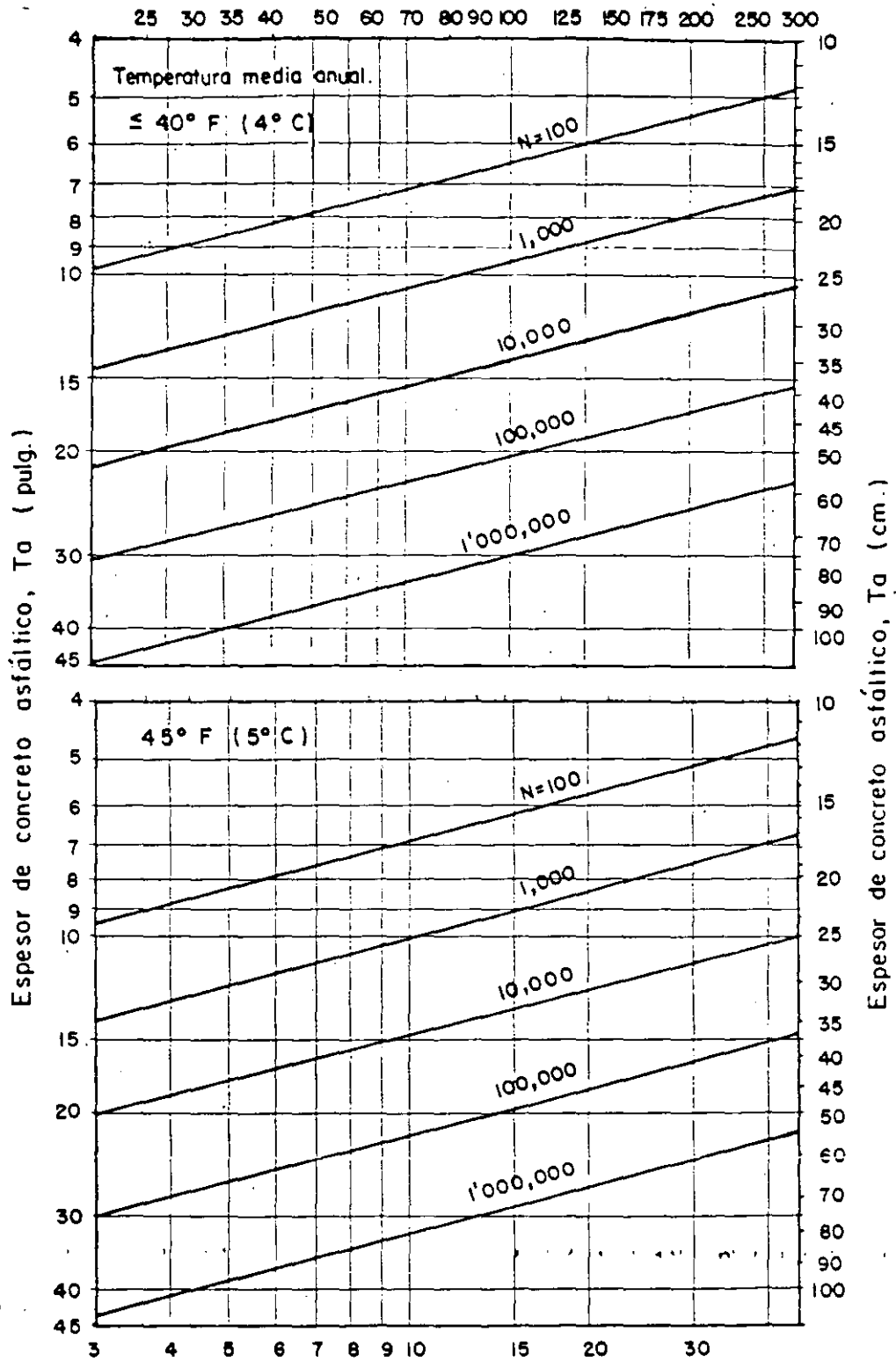


Fig.3-4-3 Espeor de pavimento para limitar el esfuerzo horizontal por tensión en el concreto asfáltico, E_t , bajo repeticiones de carga de DC-8-63F para diferentes ambientes.

(Instituto del Asfalto 1973)

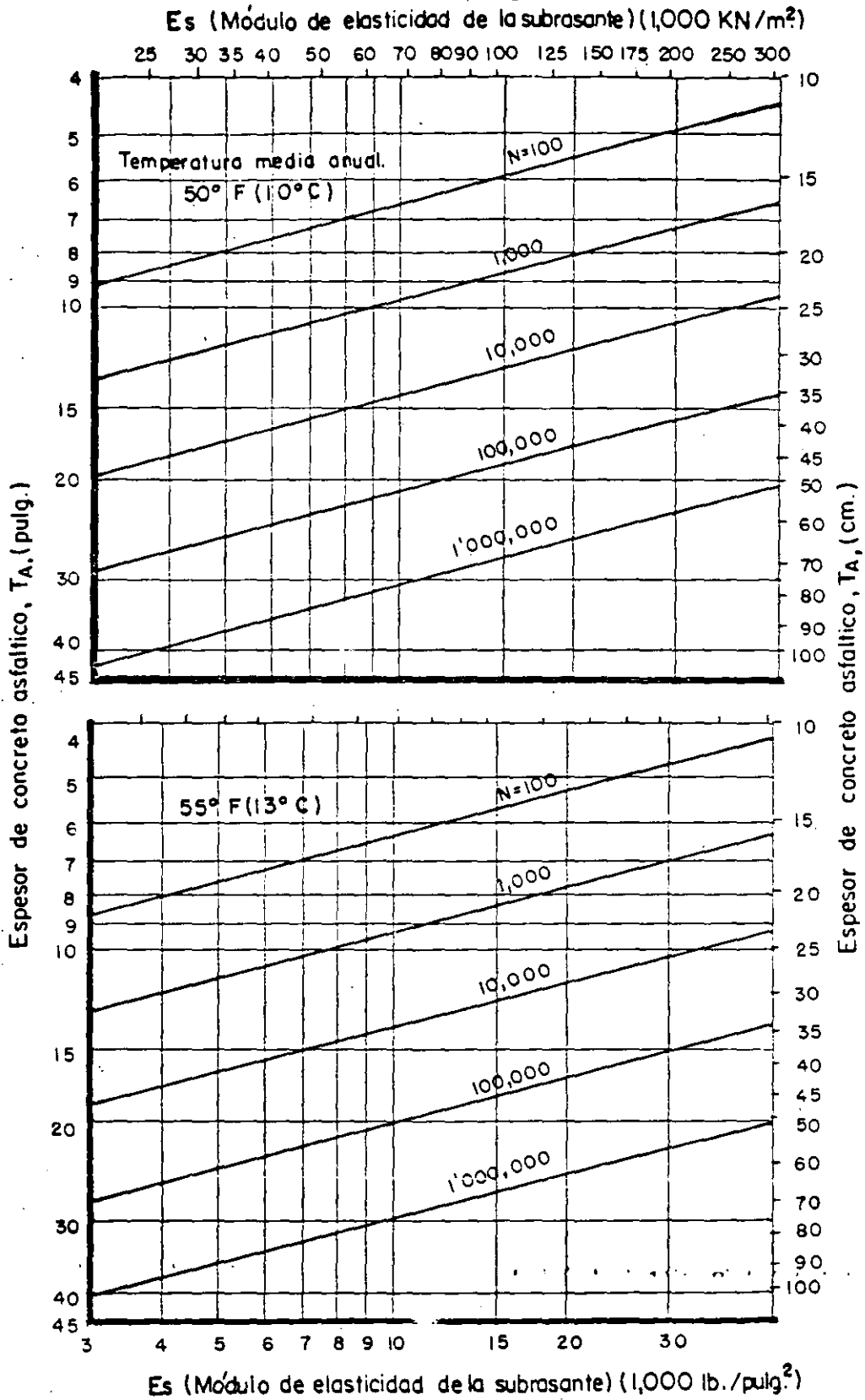


Fig. 3-4-3 (Continuación). Criterio: ϵ_t .

M. F. ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

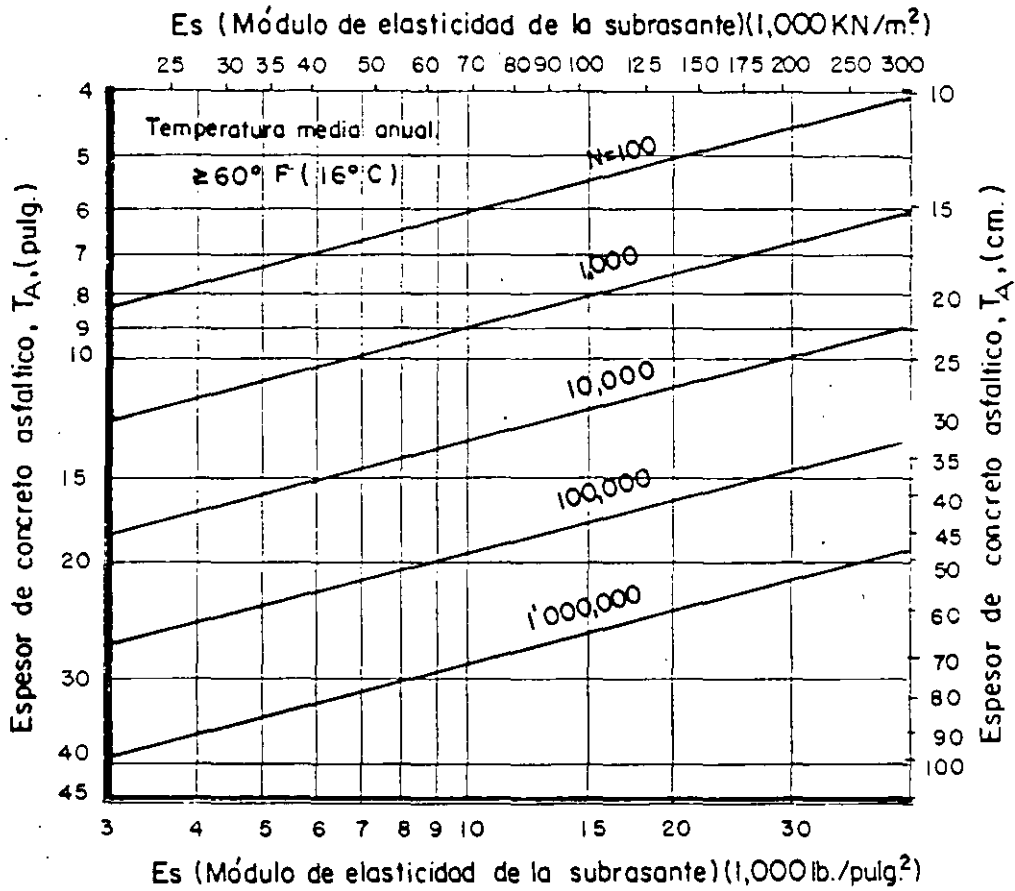


Fig. 3-4-3 (Continuación) Criterio Et.

termina por medio de la aplicación de cargas repetidas en la prueba de compresión triaxial.

— Por aproximación a partir de la prueba CBR:

$$E_s \text{ (lb/pulg.}^2\text{)} = 1,500 \text{ CBR}$$

$$E_s \text{ (KN/m}^2\text{)} = 10,342 \text{ CBR}$$

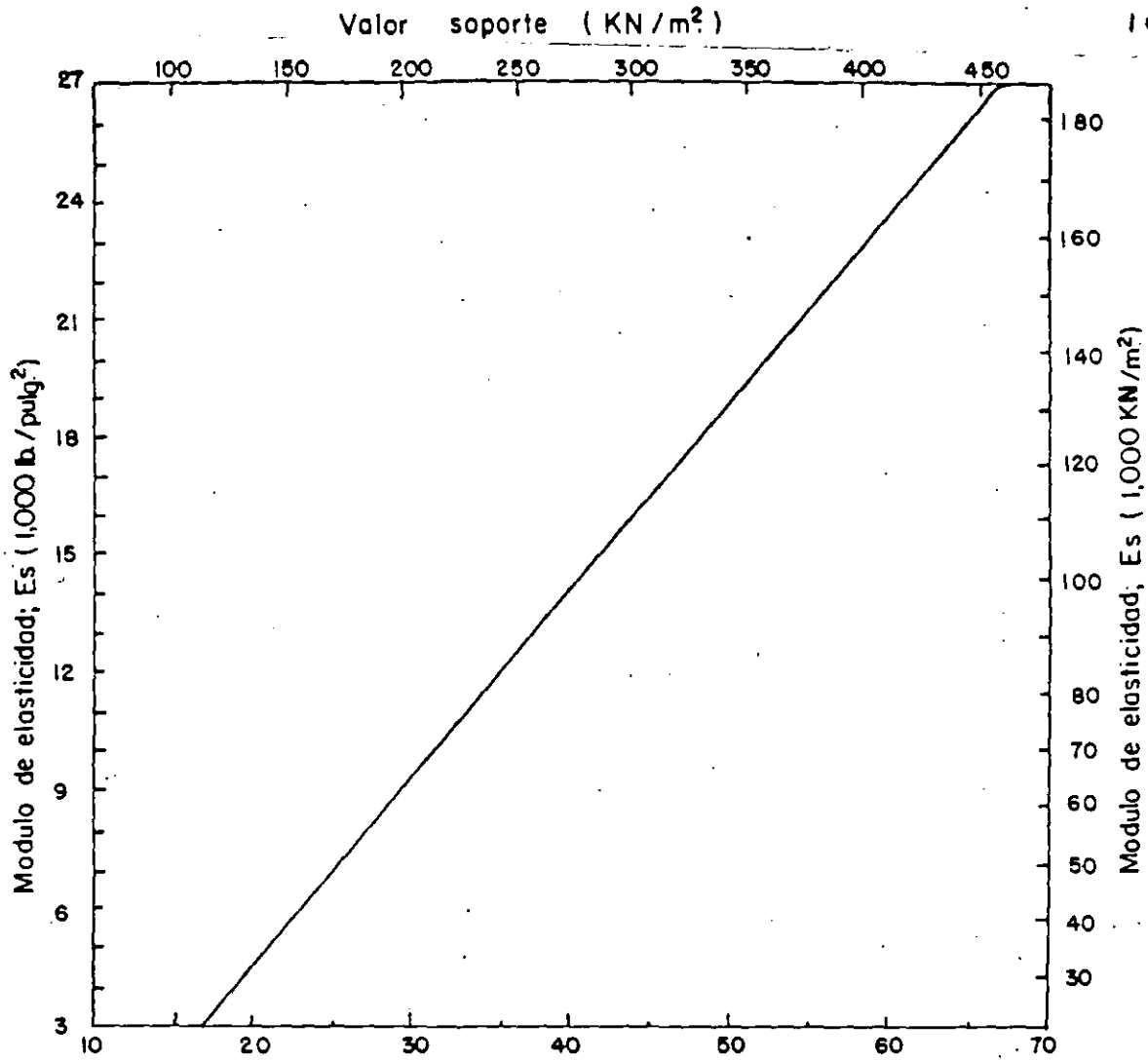
— Por aproximación a partir de prueba de placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg. de deflexión y 10 repeticiones de carga. La relación se indica en la fig.3.4.4

Se puede también obtener el valor de E_s , en forma aproximada, a partir de la clasificación de suelos de la FAA, como se indica en la tabla 3.4.1

El procedimiento de diseño está indicado en el diagrama de flujo mostrado en la fig.3.4.5 y los pasos para determinar el espesor de diseño del pavimento se muestran esquemáticamente en la fig. 3.4.6

Esencialmente el procedimiento de diseño consiste en determinar:

- El volumen de tráfico admisible, N_a , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F que una capa de concreto asfáltico de espesor especificado puede soportar apoyado en una subrasante con un determinado módulo de elasticidad y en determinadas condiciones ambientales del lugar.
- El tráfico previsto, N_p , que es el número de repeticiones de es



Valor soporte (lb./pulg²) (placa de 30" ϕ ; 0.5" de deflexión; 10 repeticiones)

Fig.3-4-4 Relación aproximada entre el valor soporte de placa y el módulo de elasticidad, E_s . (Instituto del asfalto).

Tabla 3-4-1

CLASIFICACION FAA	E_s (psi.)	E_s (KN/m ²)	CLASIFICACION FAA	E_s (psi.)	E_s (KN/m ²)
F 10	5,500	37,900	F 4	14,600	100,700
F 9	6,500	44,800	F 3	16,600	114,500
F 8	7,700	53,100	F 2	19,900	137,200
F 7	8,900	61,400	F 1	22,700	156,500
F 6	10,800	74,500	F a	31,000	213,700
F 5	12,600	86,900			

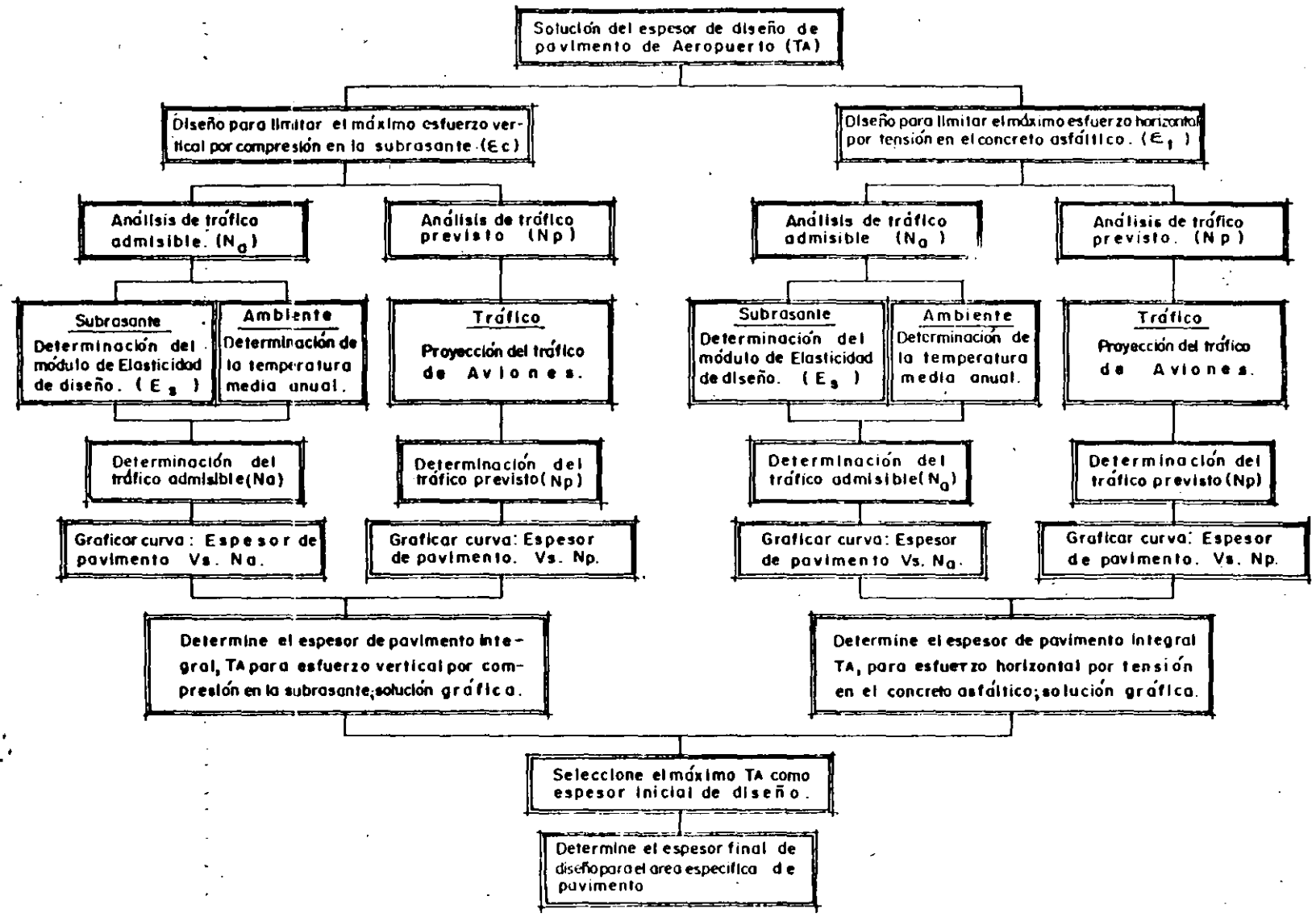
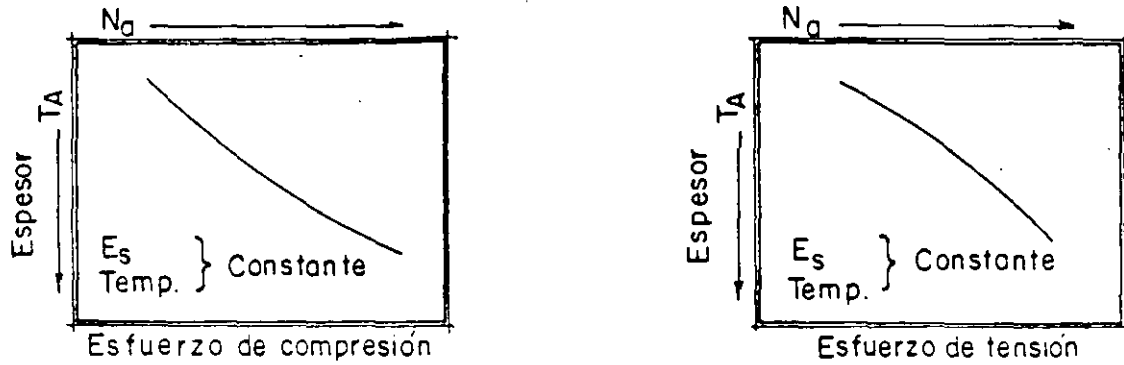


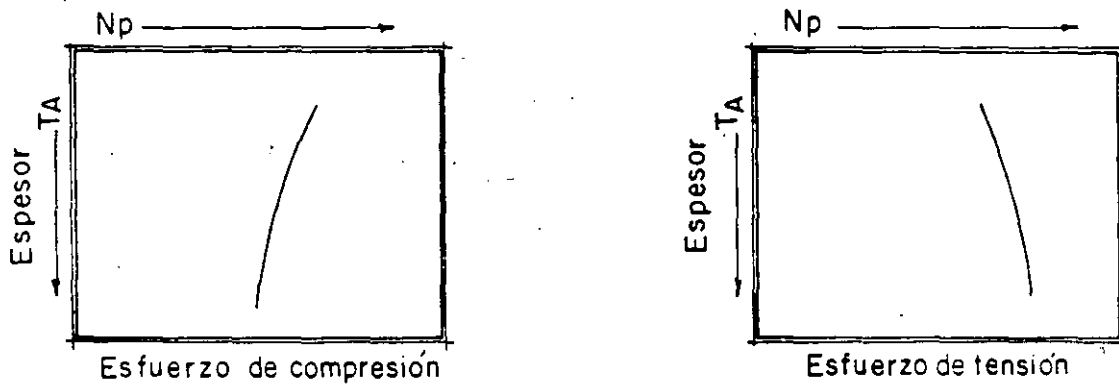
FIG. 3.4-5 Diagrama de flujo para diseño de pavimentos de Aeropuertos (Instituto del asfalto. 1973).

3.4-12

Análisis de tráfico admisible
 Repeticiones admisibles de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Análisis de tráfico previsto
 Repeticiones previstas de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Solución gráfica para obtener el espesor de diseño (T_A)
 Repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.

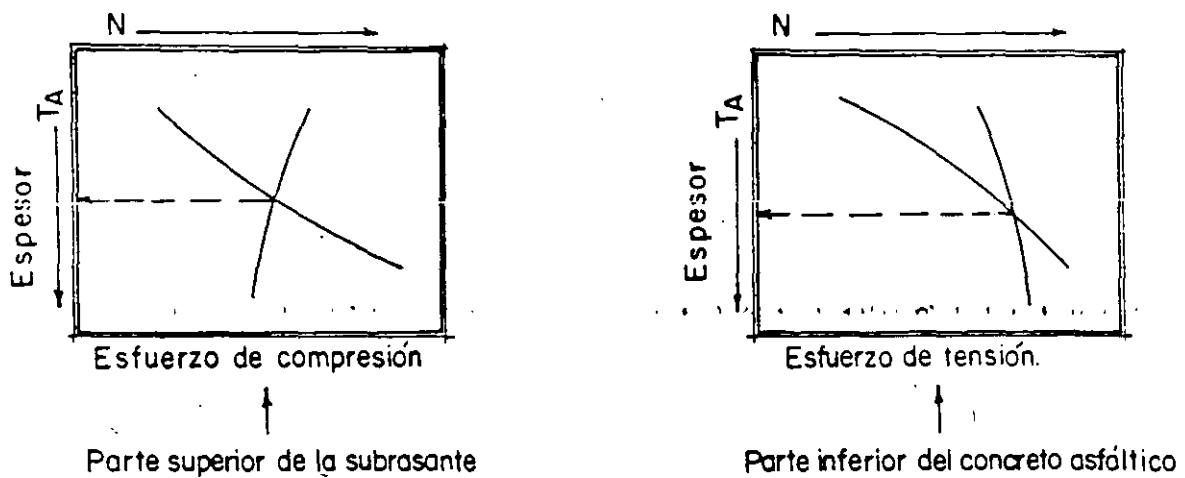


FIG. 3.4-6 Pasos para determinar el espesor de diseño. (Instituto del Asfalto, 1973).

fuerzas equivalentes de DC-8-63-F, basado en las proyecciones de tráfico de aviones, que se espera ocurra durante la vida de — diseño del pavimento.

— El espesor de concreto asfáltico, T_a , requerido para satisfacer el criterio de esfuerzos para los parámetros de proyecto estáblecidos. El espesor se determina por medio de una solución gráfica simultánea de N_a y N_p como se indica en la fig. 3.4.6. La zonificación de espesores de pavimento de un aeropuerto en función del espesor T_a se indica en las figs. 3.4.7 y 3.4.8.

Las figs. 3.4.9 a 3.4.12, muestran algunas de las gráficas de equivalencia que presenta el Instituto del Asfalto para transformar el número de movimientos de cada avión a número de movimientos equivalentes de DC-8-63-F.

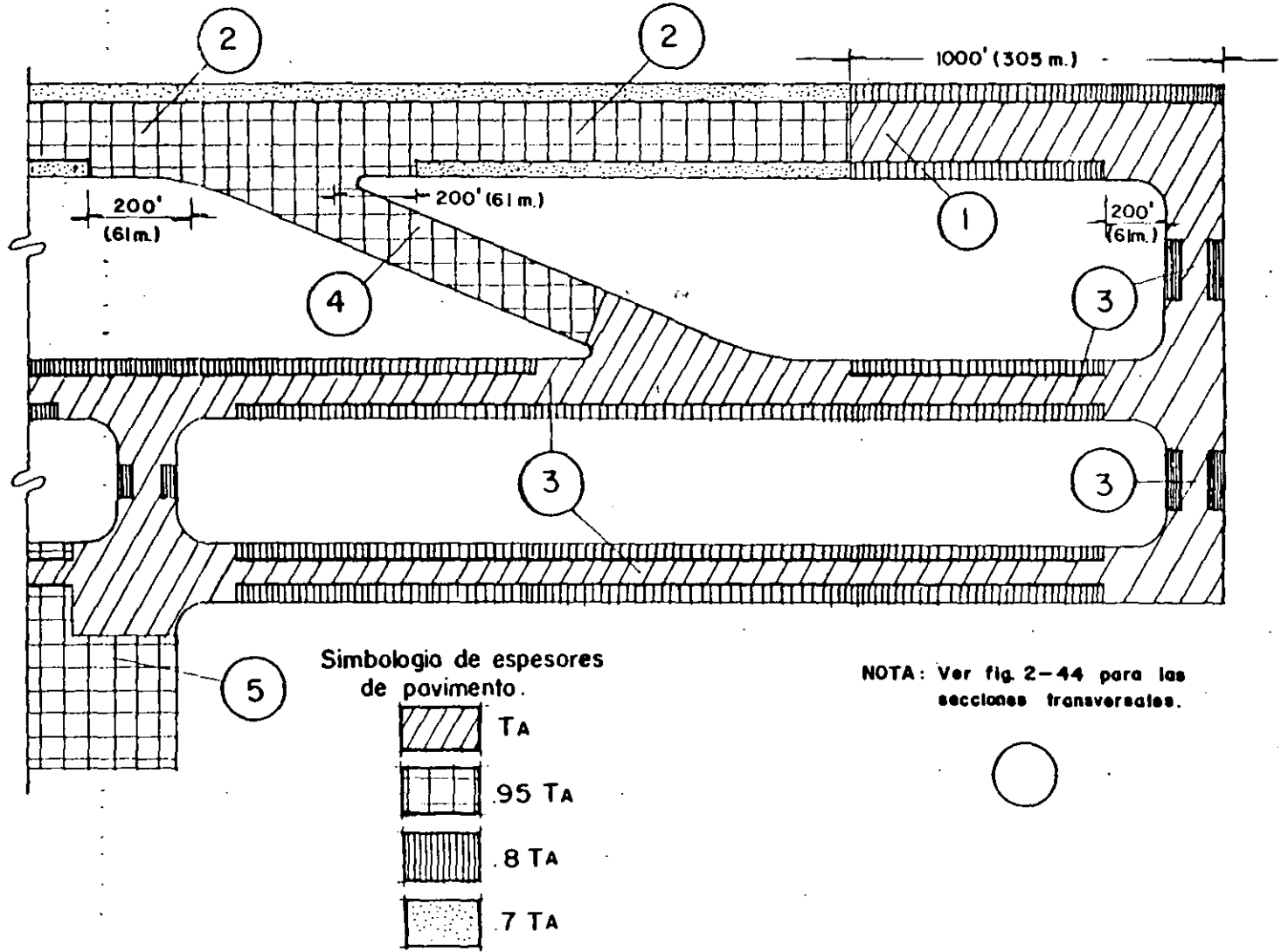


Fig.3-4-7 Zonificación de espesores de pavimento. (Instituto del asfalto. 1973)

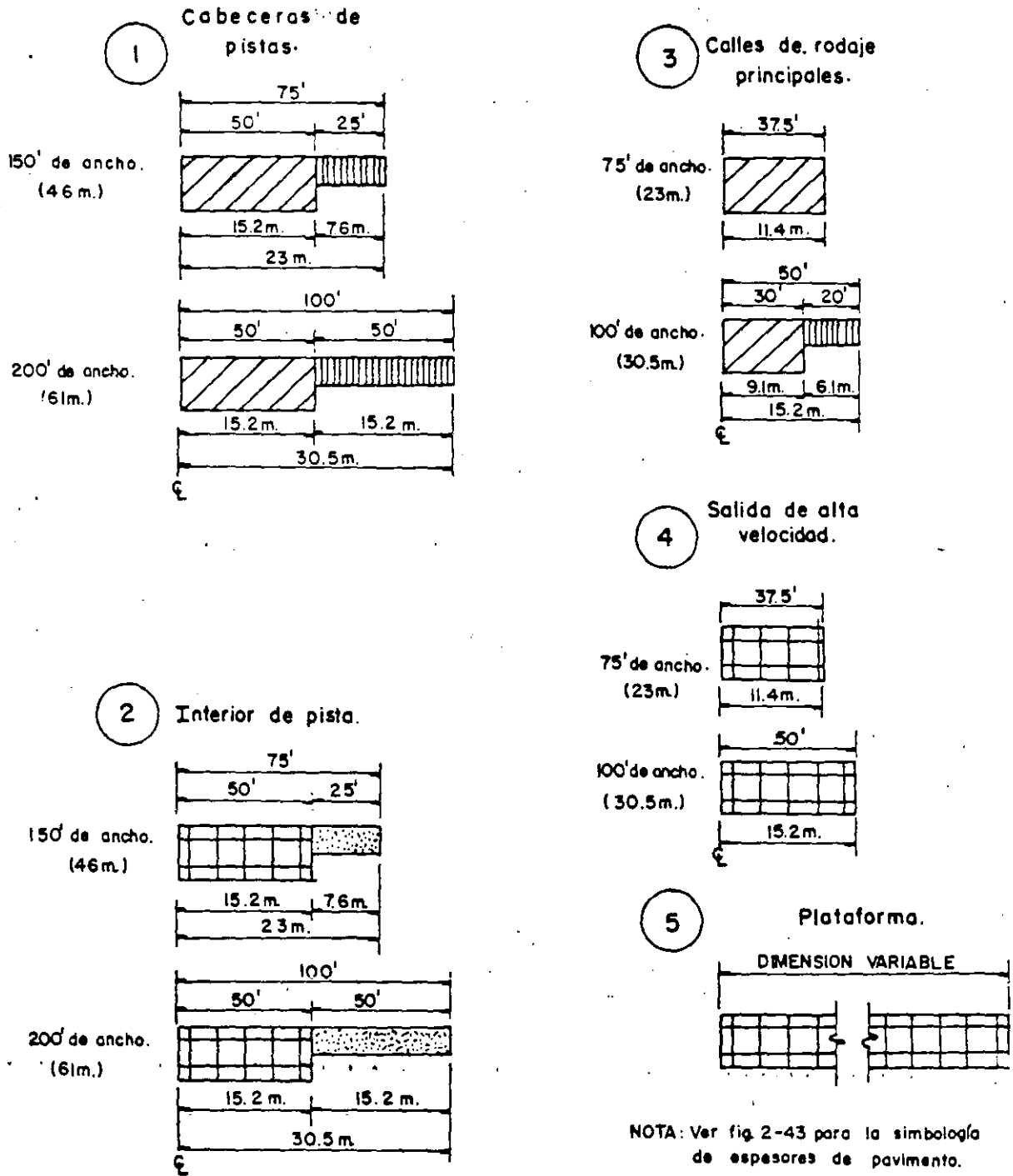


Fig.3-4-8 Secciones transversales de pavimento. (Instituto del asfalto 1973)

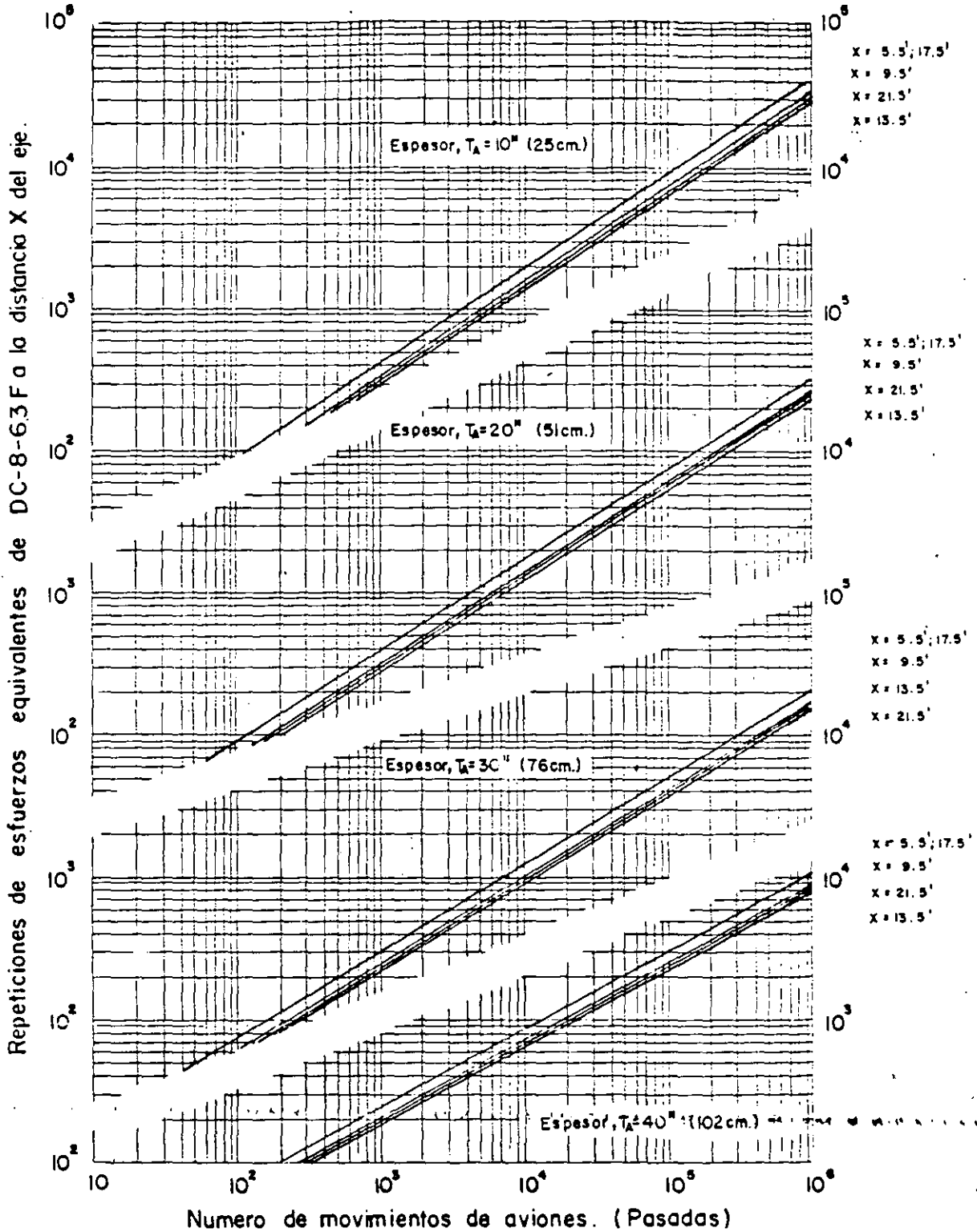


Fig. 3-4-9 Gráfica de equivalencia. Avión : B - 747.
Criterio de esfuerzos: E_c (Instituto del asfalto. 1973)

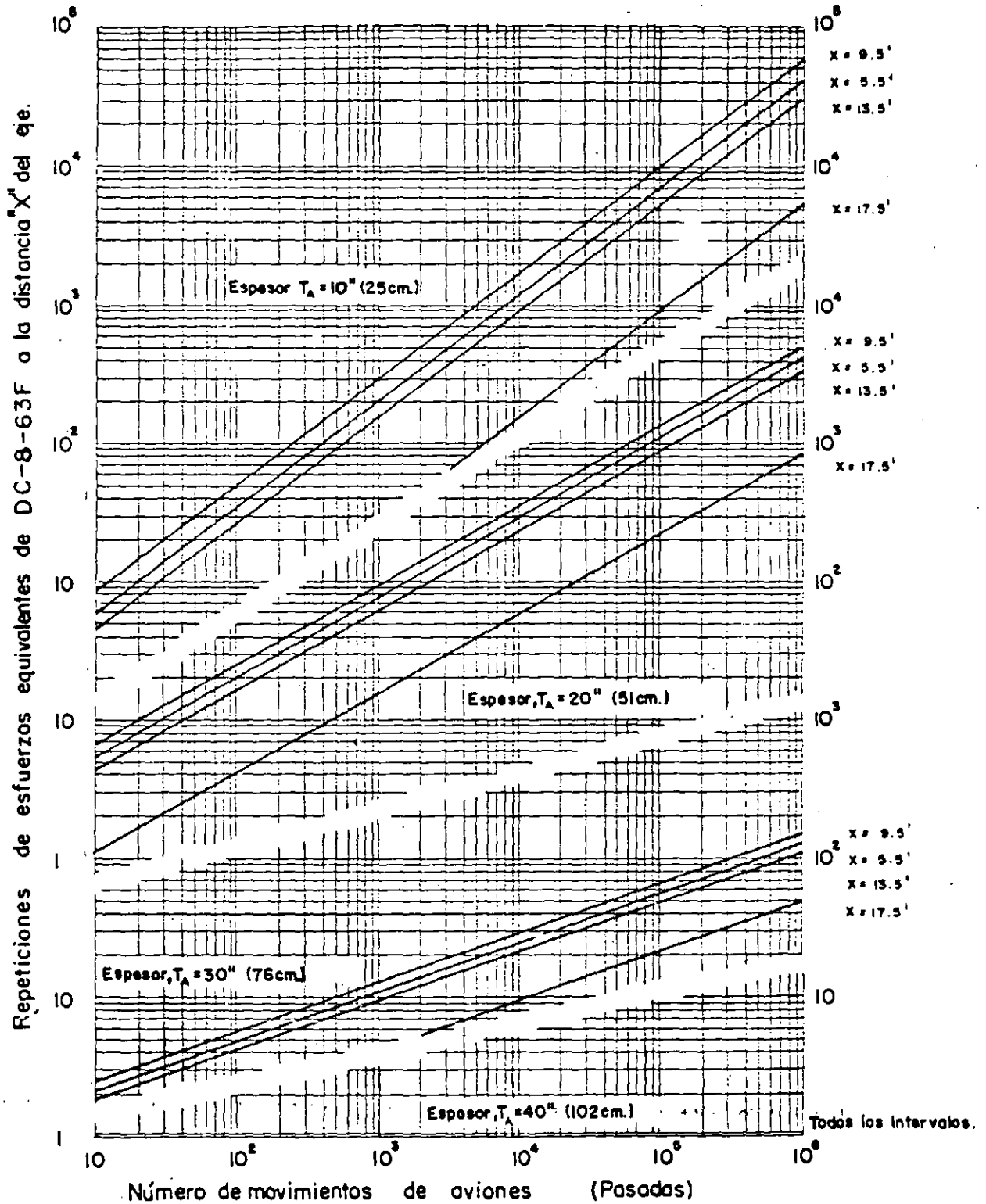


Fig.3-4-10 Gráfica de equivalencia. Avión: B-727-200.

Criterio de esfuerzos: ϵ_c (Instituto del asfalto, 1973).

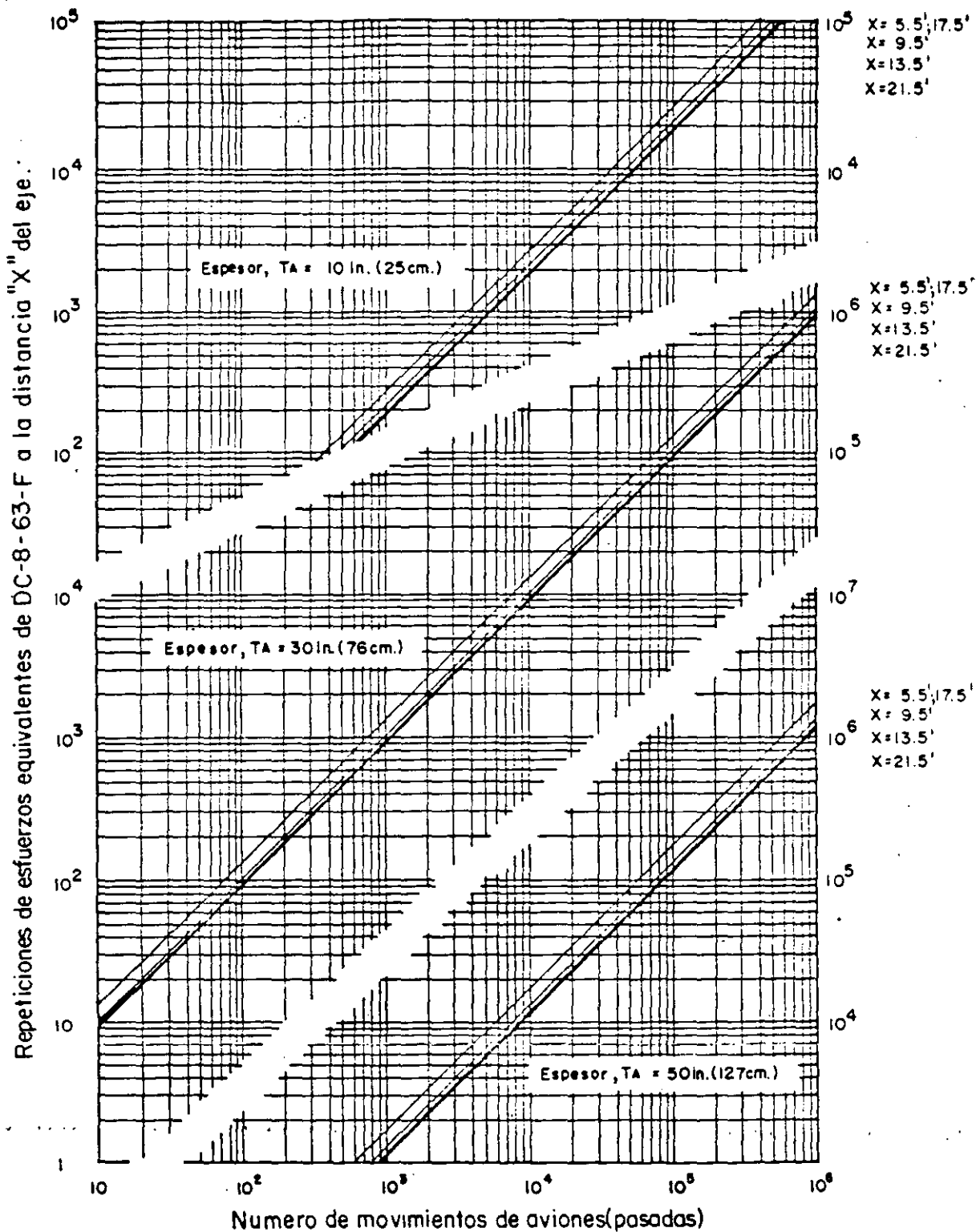


FIG. 3.4-11 Gráfica de equivalencia. Avión: B-747 Criterio de E sfuerzos: E_1 . (Instituto del asfalto 1973).

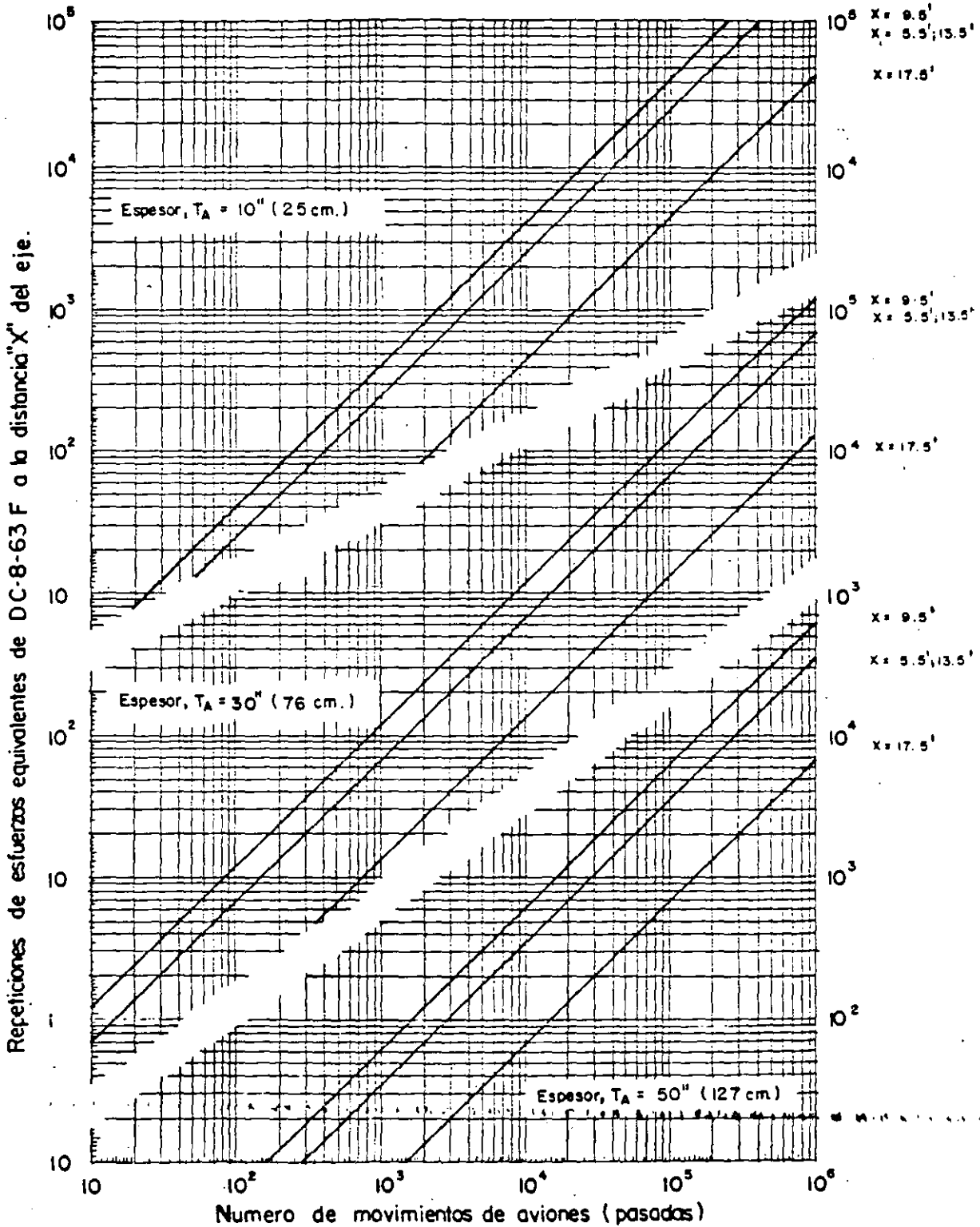


Fig. 3-412 Gráfica de equivalencia. Avión: B-727-200. Criterio de esfuerzos ϵ_t .

(Instituto del asfalto. 1973)

CAPITULO VMETODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS
RIGIDOS DE AEROPUERTOS.

La introducción de los concretos de cemento portland representó el inicio de una revolución industrial en la construcción de pavimentos. La mayoría de las técnicas de proyecto de pavimentos rígidos están basadas, o menos en parte, en los esfuerzos teóricos de losas elásticas, modificados por la experiencia y apropiados factores de seguridad. Entre los muchos factores que han contribuido a estas técnicas, los más sobresalientes han sido el desarrollo de métodos analíticos efectuado por Westergaard y la investigación de las propiedades físicas del concreto.

1).- Método de la Asociación del Cemento Portland (PCA). -

El método de la PCA está basado en los estudios teóricos de esfuerzos y deformaciones de los pavimentos, efectuados por H.M. Westergaard, Gerald Pickett, Gordon K. Ray, Donald M. Burmister y otros.

Los análisis teóricos consideran:

- esfuerzos elásticos de las losas.
- la subrasante se comporta como un líquido denso.
- la condición de aplicación de carga para diseño es en el centro de la superficie de la losa ya que considera la PCA que existe una adecuada transferencia de cargas a las losas contiguas.

Además de los estudios teóricos mencionados, el método de la PCA está basado en experiencias empíricas:

- comportamiento de los pavimentos de los aeropuertos existentes.
- pruebas de carga en los pavimentos.
- pruebas de laboratorio en secciones de pavimento y en modelos.

El método de la PCA recomienda los siguientes factores de seguridad:

<u>Instalación</u>	<u>Factor de Seguridad</u>	
	<u>Para operaciones ocasionales.</u>	<u>Para operaciones frecuentes.</u>
<u>Áreas críticas:</u> Plataformas, calles de rodaje, plataformas de espera, cabeceras de pistas (hasta 1,000' = 300 m del umbral) y pisos de hangares.	1.7	2.0
<u>Áreas no críticas:</u> Pistas (porción central) y algunas salidas de alta velocidad.	1.4	1.7

En las figs. 5-1.1 y 5-1.2 la PCA proporciona gráficas para estimar el efecto del espesor de las sub-bases en el valor del módulo de Reacción "K"; sin embargo recomienda que dichos valores estimados, sean confirmados o corregidos por medio de pruebas de placa en los primeros tramos que se construyan o en tramos de prueba construidos exprofeso.

En las figs. 5-1.3 a 5-1.10 se presentan las recomendaciones de la PCA relativas a las juntas en Pavimentos de concreto hidráulico simple. En la tabla 5-1.5 se resumen las recomendaciones de la PCA para espaciamiento de juntas. En las fig. 5-1.11 a 5-1.13 se presentan 3 ejemplos de gráficas de diseño de espesor de los de concreto para los aviones DC-10, DC-8-62 y 63 y B-727.

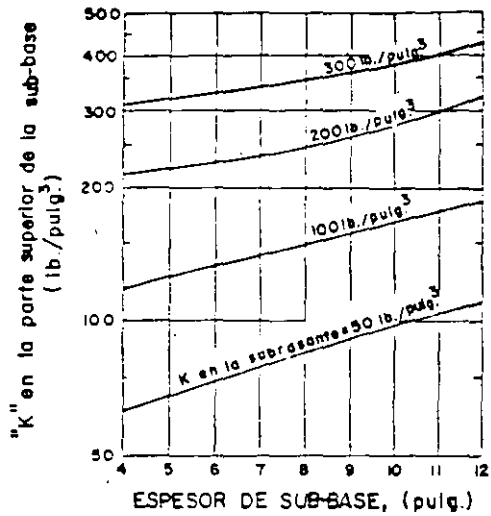


Fig. 5-1-1 Efecto del espesor de sub-base granular en el valor de K (PCA. 1973)

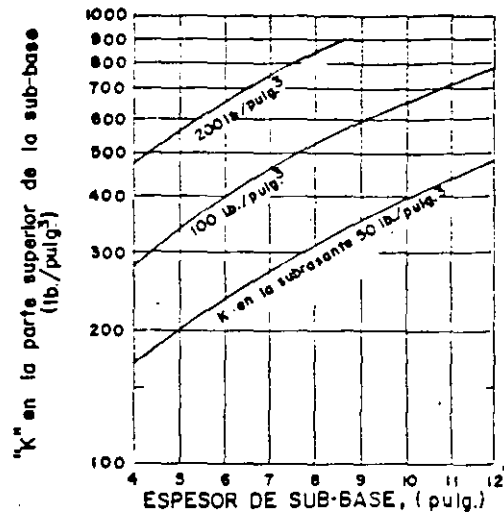
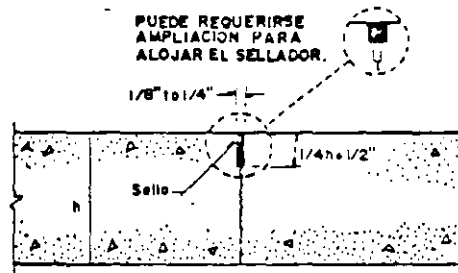
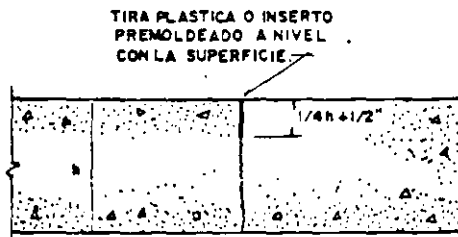


Fig. 5-1-2 Efecto del espesor de sub-base tratada con cemento en el valor de K (PCA. 1973)



JUNTA ASERRADA



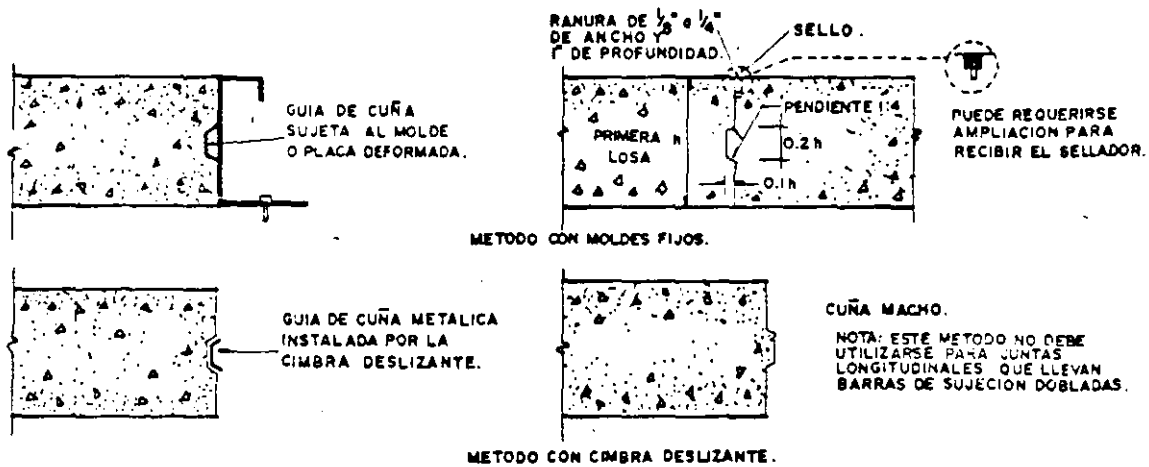
USESE ÚNICAMENTE PARA JUNTAS ESPACIADAS 15' O MENOS.

JUNTA CON INSERTO PREMOLDEADO O TIRA PLÁSTICA.

NOTA: PUEDEN REQUERIRSE BARRAS DE AMARRE CORRUGADAS A UNA PROFUNDIDAD $h/2$.

Fig. 5-1-3 Juntas longitudinales centrales (PCA. 1973)

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO



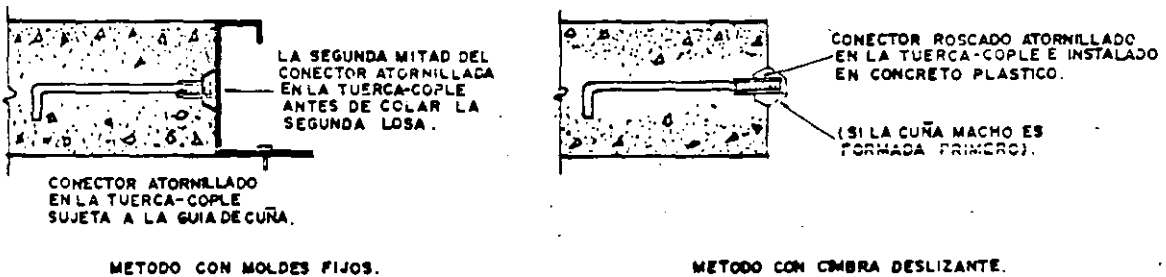
JUNTAS MACHIHEMBRADAS SIN BARRAS DE SUJECION.

(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON BARRAS DE SUJECION.

(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON CONECTORES DE SUJECION.

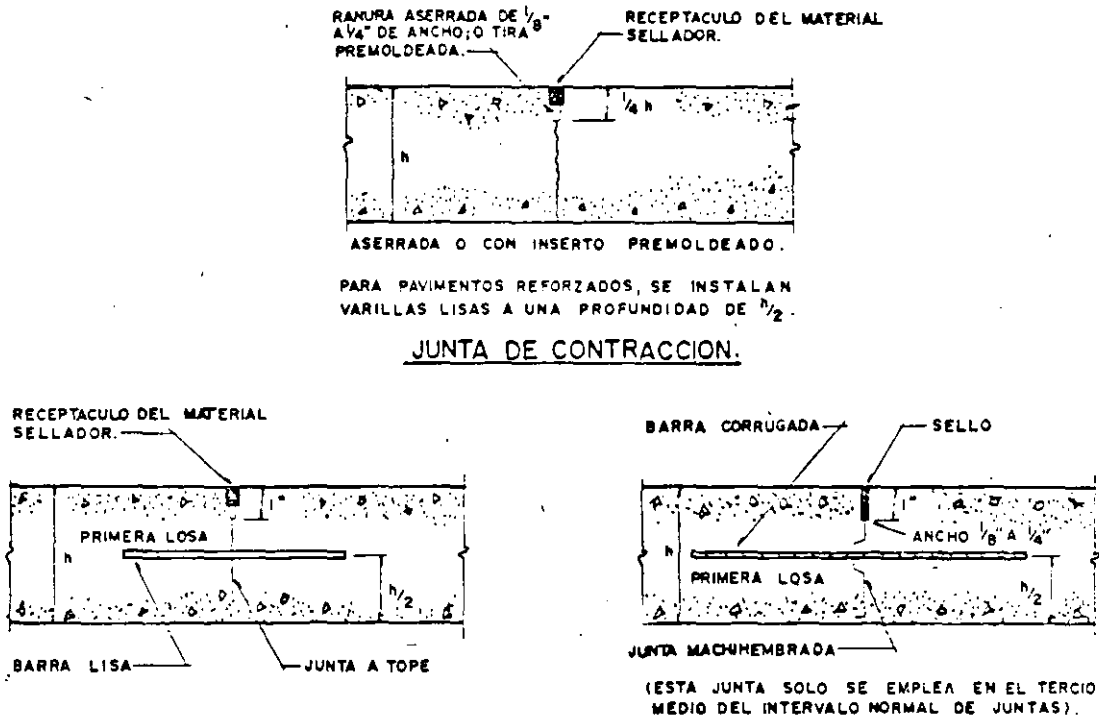
(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).

NOTAS: -LAS BARRAS Y CONECTORES DE SUJECION SE EMPLEAN SOLO EN CIERTOS LUGARES.
 -LAS CUÑAS Y LAS BARRAS VAN A UNA PROFUNDIDAD DE $\frac{h}{2}$.

Fig.5-1-4 Juntas Longitudinales de construcción.

(PCA.1973)

Fig.5-1-5 Juntas Transversales.
(PCA.1973)



JUNTAS DE CONSTRUCCION.

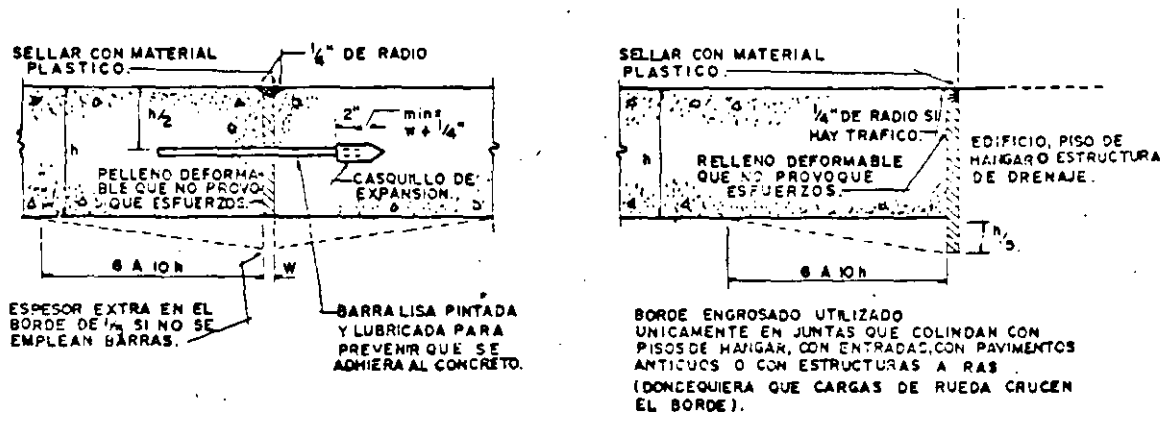
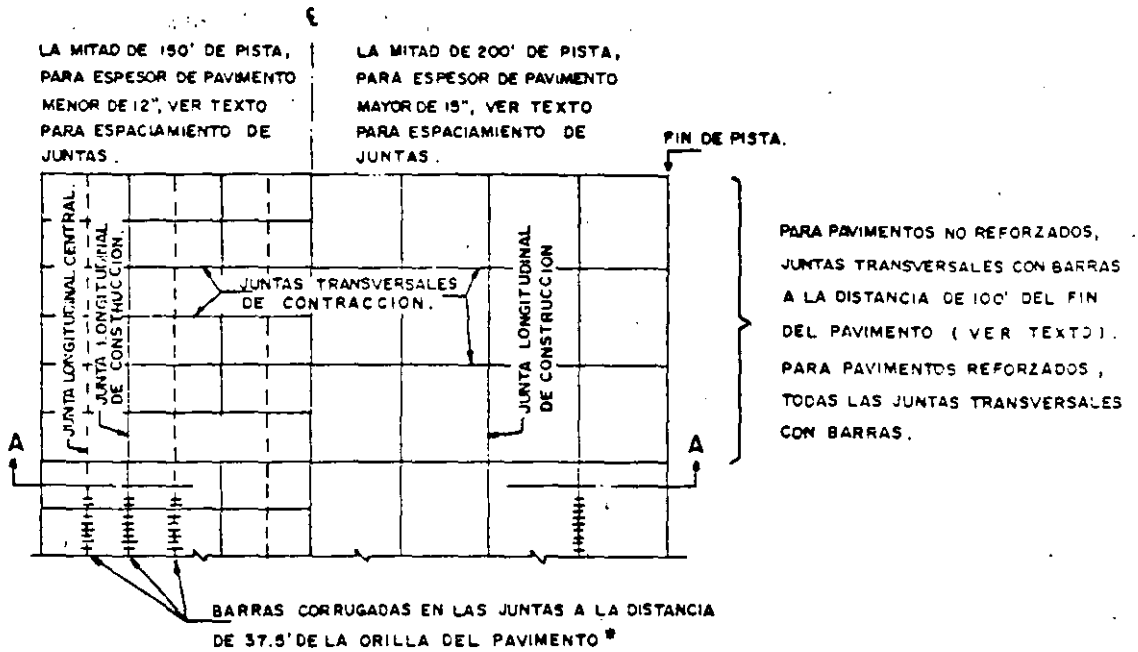
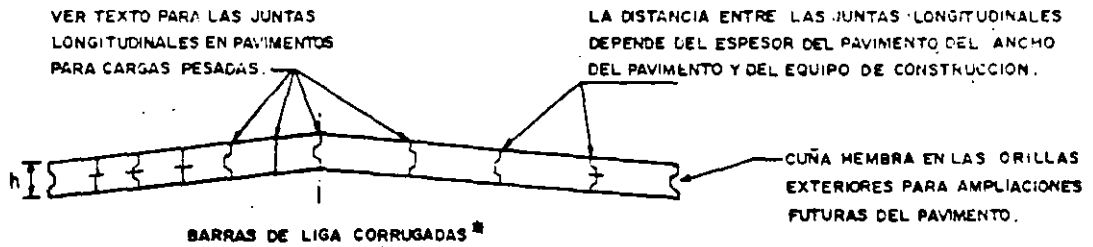


Fig.5-1-6 Juntas de Expansión.
(PCA.1973)

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO



Planta



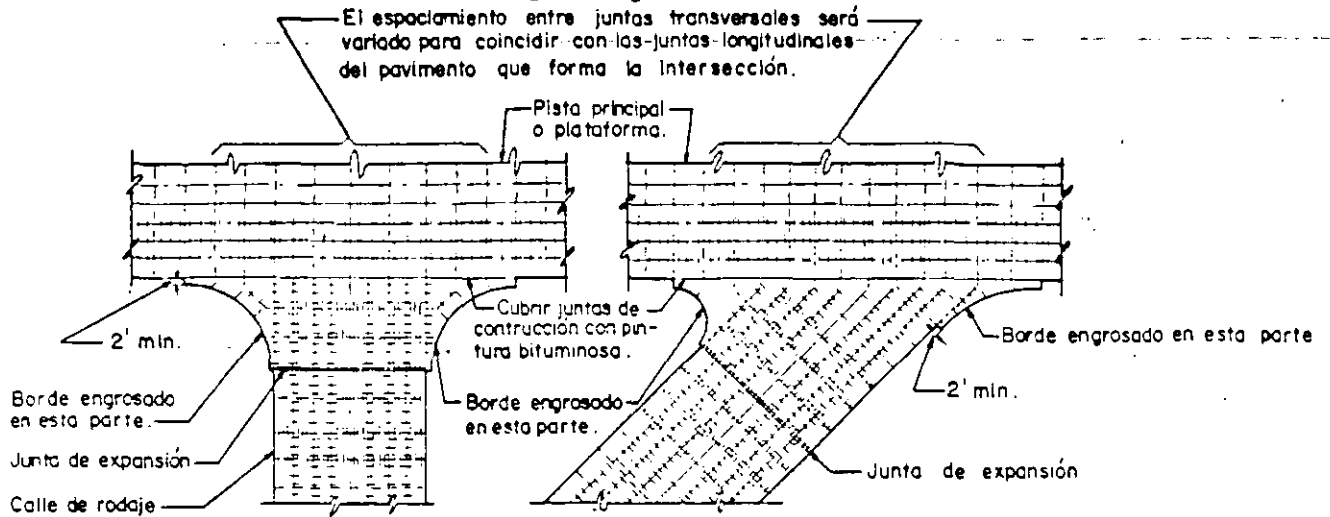
Sección A-A

* En calles de rodaje con 75' ó menos de ancho, todas las juntas longitudinales llevan barras de liga corrugadas.

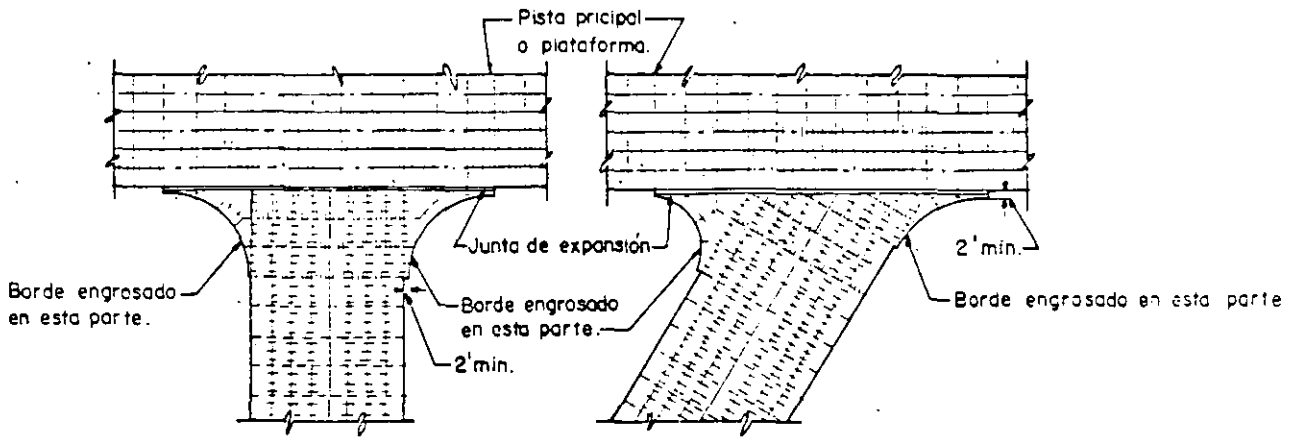
Disposición de juntas para pavimentos de aeropuertos.

(P C A · 1973)

Fig. 5-1-7



Disposición empleando juntas de construcción machihembradas sin barras, en la Intersección.



Disposición empleando juntas de expansión con borde engrosado sin barras, en la Intersección.

Juntas longitudinales con barras a la distancia de 37.5' de la orilla libre del pavimento. Pavimentos no reforzados - Juntas transversales con barras a cada lado de la junta de expansión (Pavimentos reforzados - Todas las juntas transversales con barras).

SIMBOLOGIA

- | | | | |
|-----------|--|-----------|--|
| ———— | JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHembrADA. | ----- | JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION. |
| +++++ | JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHembrADA CON BARRAS DE SUJECION. | + + + + + | JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION CON BARRAS. |
| ----- | JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL. | ***** | JUNTA TRANSVERSAL DE EXPANSION CON BARRAS. |
| +++ + + + | JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL CON BARRAS DE SUJECION. | ===== | JUNTA DE EXPANSION CON BORDE ENGROSADO EN LA INTERSECCION. |

NOTA: Para condiciones que requieran barras, juntas de expansión y bordes engrosados, ver texto.

Plantas típicas para juntas en intersecciones de pistas, rodajes y plataformas.

Fig. 5 - 1 - 8 (PCA.1973)

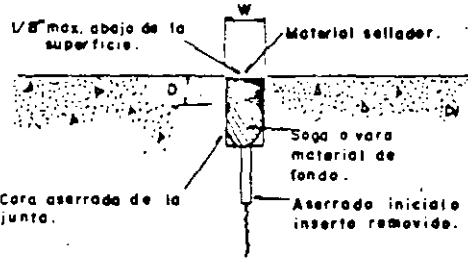
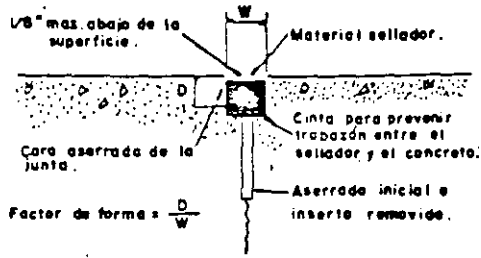


FIG.5-1-9 Receptáculo del material sellador y factor de forma (PCA, 1973)

Tabla 5-1-1 Ancho de junta y profundidad para sellador líquido. (PCA-1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	FORMA DEL RECEPTACULO	
	ANCHO (Pulg.)	PROFUNDIDAD (Pulg.)
20	1/4	1/2 mínimo
25	3/8	1/2 mínimo
30	3/8	1/2 mínimo
40	1/2	1/2 mínimo
50	5/8	5/8
60	3/4	3/4

Tabla 5-1-2 Ancho de junta y ancho de sello para sellador premoldeado. (PCA-1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	ANCHO DE JUNTA (Pulg.)	ANCHO DE SELLADOR (Pulg.)
25 o menos	1/4	9/16
30	3/8	13/16
50	1/2	1
70	3/4	1-1/2

Adaptado de AASHTO-ARBA (1965).

Tabla 5-1-3 Especificaciones de varillas de Refuerzo (ASTM)* (PCA, 1973)

TAMAÑO	PESO lb./pie	DIMENSIONES NOMINALES--SECCION CIRCULAR		
		DIAMETRO (Pulg.)	AREA (Pulg. ²)	PERIMETRO (Pulg.)
# 3	.376	.375	.11	1.178
4	.668	.500	.20	1.571
5	1.043	.625	.31	1.963
6	1.502	.750	.44	2.356
7	2.044	.875	.60	2.749
8	2.670	1.000	.79	3.142
9	3.400	1.128	1.00	3.544
10	4.303	1.270	1.27	3.990
11	5.313	1.410	1.56	4.430

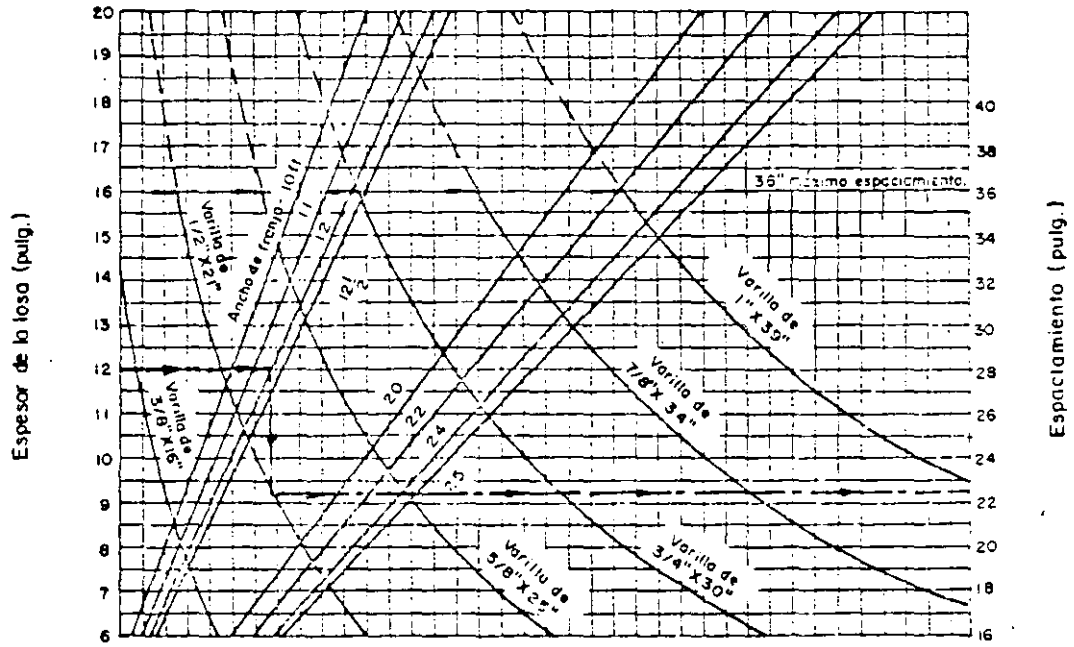
Tabla 5-1-4 Tamaño y espaciamiento de barras lisas. (PCA, 1973)

ESPESOR DE LOSA (Pulg.)	DIAMETRO DE BARRA (Pulg.)	LONGITUD DE BARRA* (Pulg.)	ESPACIAMIENTO DE BARRAS C a C (Pulg.)
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1-1/4	18	12
12-16	1-1/2	20	15
17-20	1-3/4	22	18
21-25	2	24	18

*Asignación hecha para juntas abiertas y errores menores en el colocado de las barras.

*Cortesia del Concrete Reinforcing Steel Institute.

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO



Diametro, Longitud y espaciamiento de barras de sujeción.

Carta de diseño para barras de sujeción (varilla corrugada)

Fig.5-110 (PCA.1973)

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPUERTOS.

f r l

Recomendaciones de la PCA Para espaciamento de juntas.

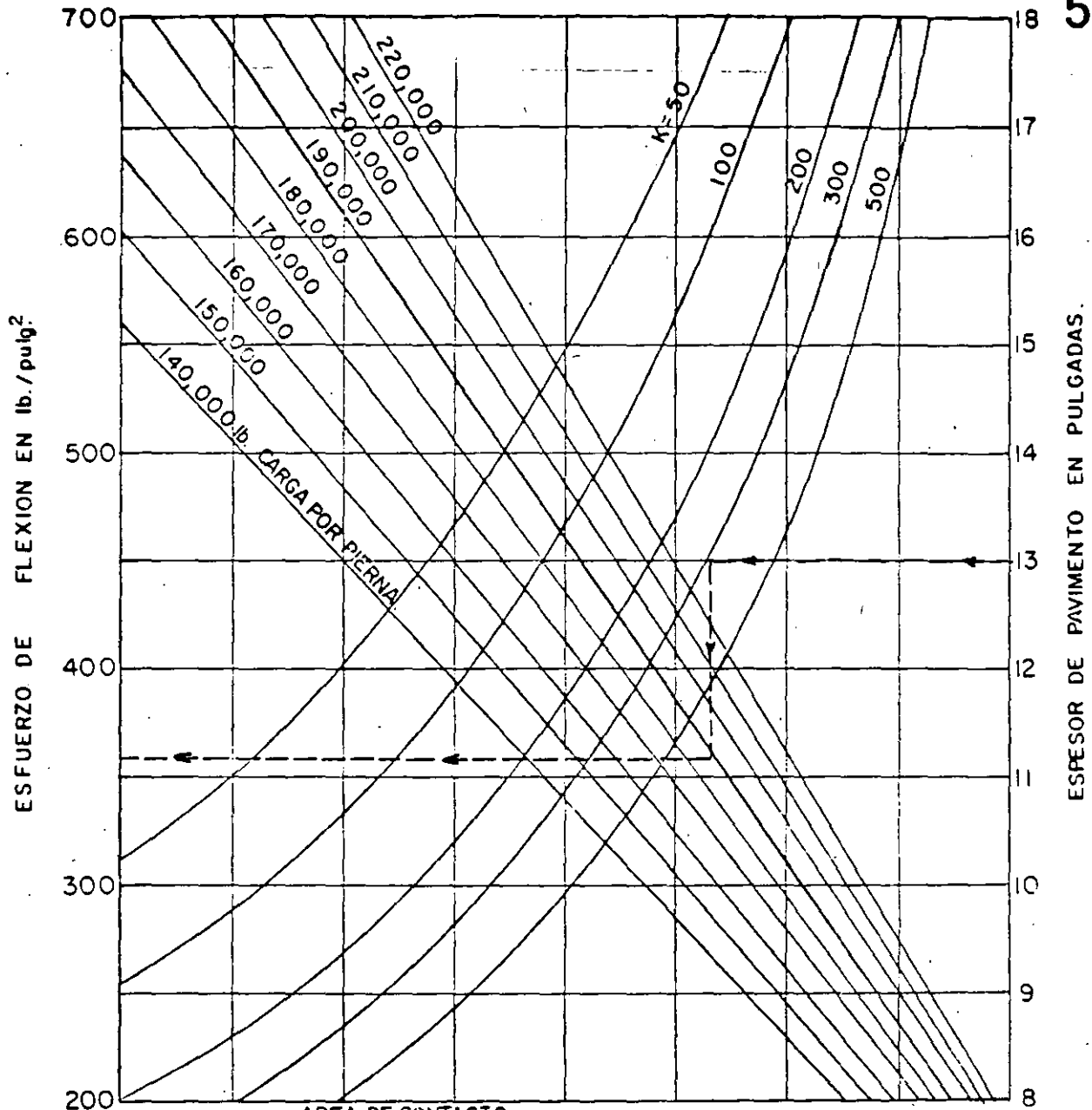
Juntas	Espesor de losa pulg.(cm.)	Tráfico	Espaciamento de juntas
Longitudinales	< 12 pulg. (30cm)	—	< 12.5 pies (3.80 m.)
	12 a 15 pulg.(30a38cm.)	canalizado	
	12 a 15 pulg. (30a38cm.)	no canalizado	Puede ser mayor de 12.5pies (3.80m.) pero no debe exceder la dada para juntas de contracción.
	> 15 pulg. (38cm.)	—	
de contracción	—	—	$\left(\begin{array}{c} \text{separación de} \\ \text{juntas, en pies.} \end{array} \right) \leq 2 \left(\begin{array}{c} \text{espesor de} \\ \text{losa, en pulg.} \end{array} \right)$
de construcción			Cada vez que se interrumpa el colado por más de 30 minutos.

- Se recomienda que las losas sean cuadradas, pues se ha observado que cuando son alargadas, estas se agrietan para formar losas más pequeñas de dimensiones iguales.

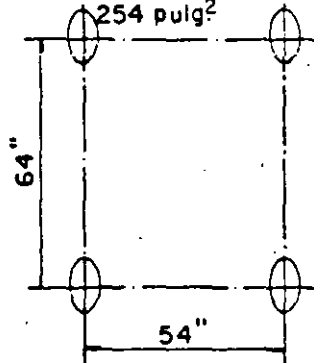
Tabla 5-1-5

5.1-10

128



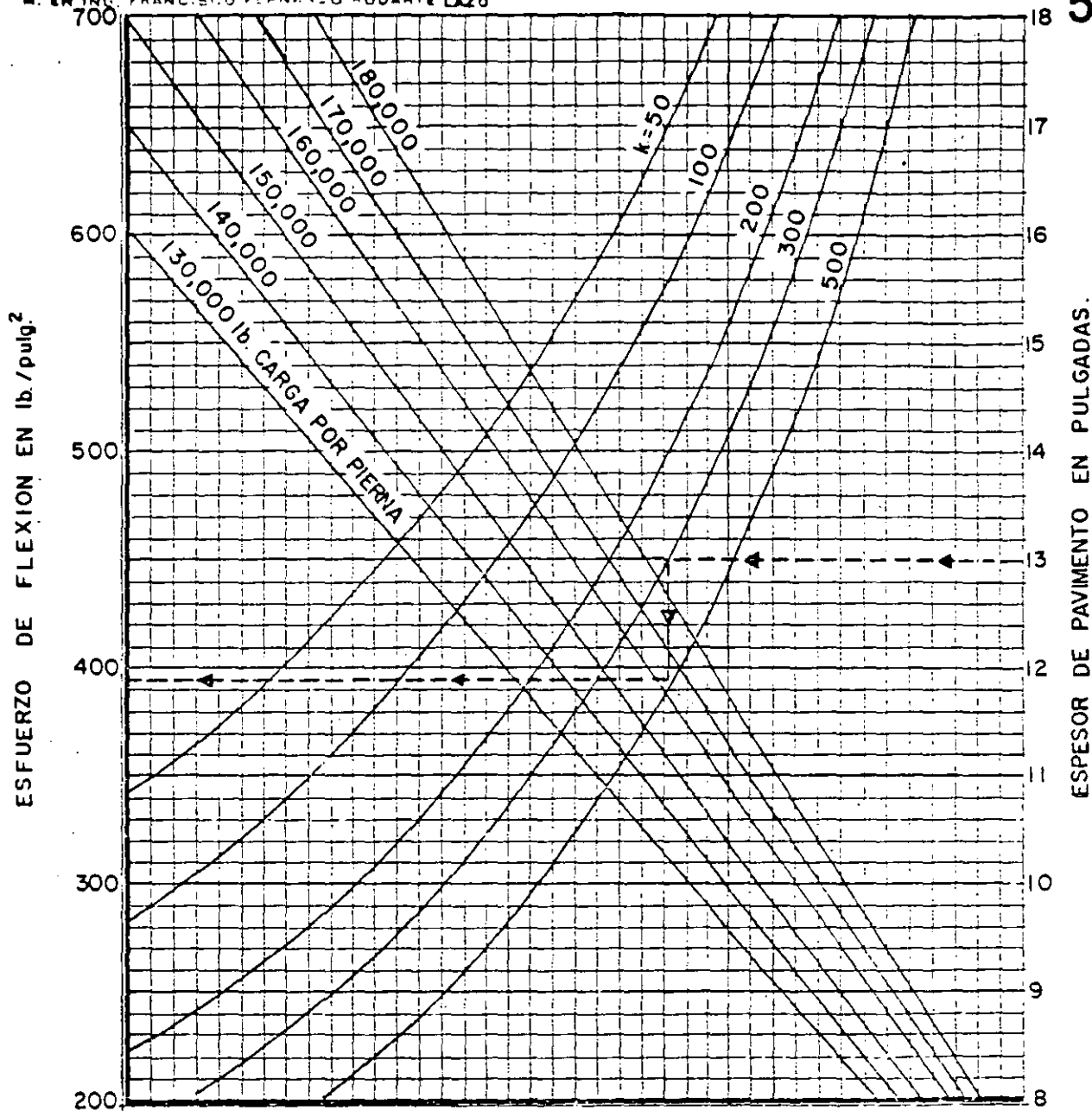
AREA DE CONTACTO
POR LLANTA =
254 pulg²



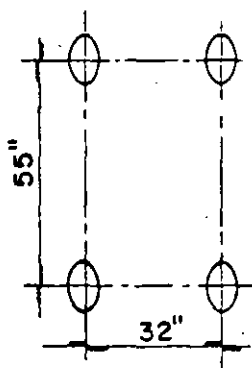
McDONNELL-DOUGLAS DC-10
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
PDILB)
TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM
Fig. 5-1-11
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ LAZO

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland, no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

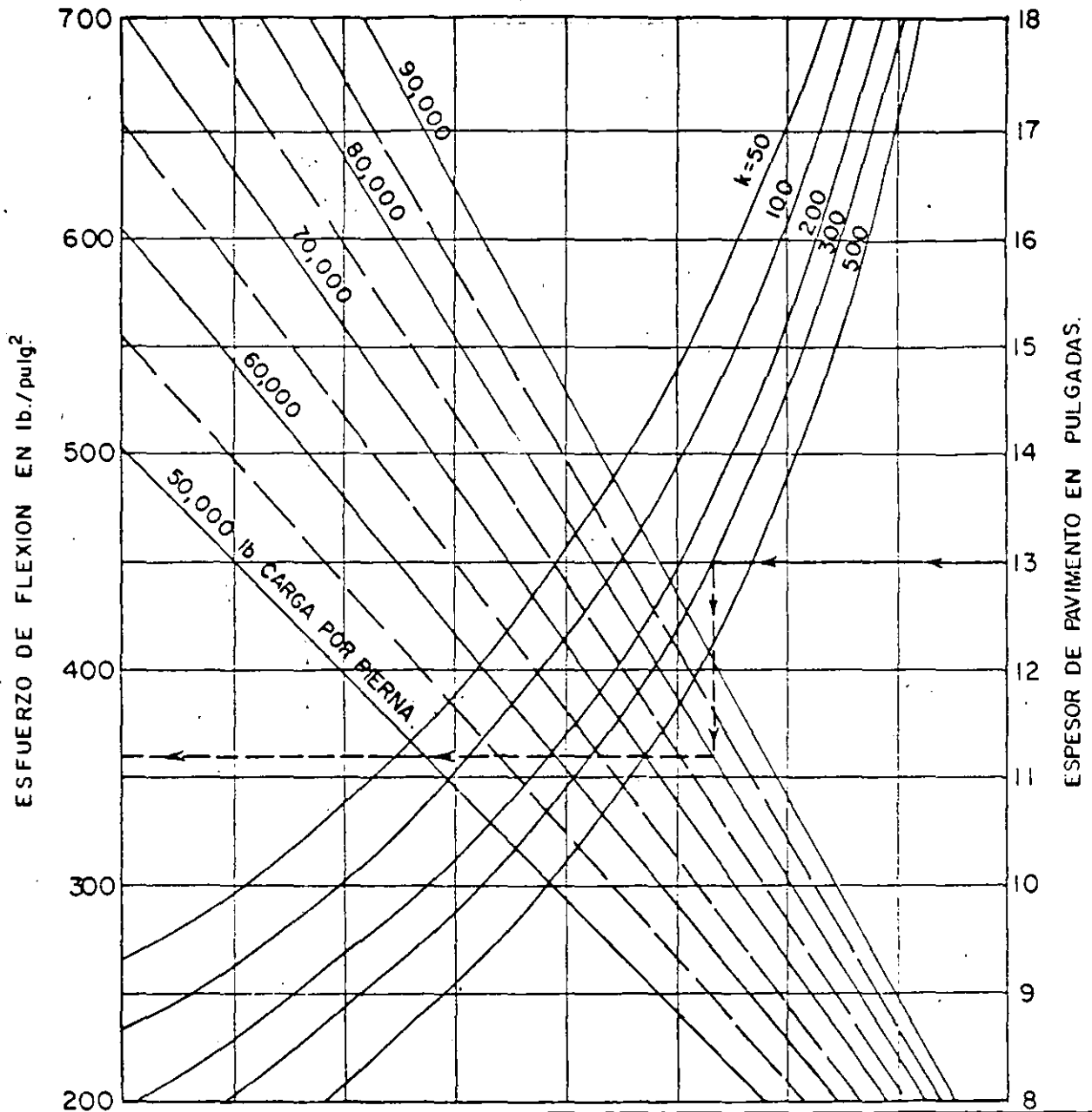


AREA DE CONTACTO
POR LLANTA=220 pulg.²

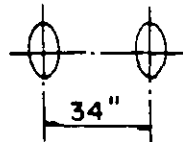


MCDONNELL - DOUGLAS DC-8
 (MODELOS 62, 63)
 CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
 PARA
 PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS
 (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA PDCILB)
 TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM.
 Fig. 5-1-12
 ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA=237 pulg.²



BOEING 727
 CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
 PARA
 PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS
 (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
 PDILB).
 TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL RUEDAS DOBLES
 Fig. 5 - 1.13
 ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

CAPITULO V

2).- Método de la Administración Federal de Aviación, FAA
(para pavimentos rígidos).-

Las gráficas de diseño de la FAA para pavimentos rígidos, están basadas en los análisis de Westergaard para carga en la orilla, sin embargo dicho análisis fué modificado para simular una orilla con junta. El método anterior de la FAA estaba basado en el análisis de Westergaard pero con carga en el interior de la superficie de la losa, sin embargo los esfuerzos son mayores en la orilla de losa con junta que en el interior de su superficie. Las investigaciones y el comportamiento en el campo han mostrado que practicamente todas las grietas inducidas por cargas se inician en las juntas y progresan hacia el interior de la superficie de las losas; fué debido a esto que la FAA cambió las bases de su método de diseño.

La utilización de las gráficas de diseño de espesores de losa (figs. 5-2.3 a 5-2.18) requiere el conocimiento de cuatro parámetros de diseño: Resistencia a la flexión del concreto, módulo de reacción de la subrasante, peso total del avión de diseño y número de salidas anuales equivalentes del avión de diseño.

Cuando las cargas de los aviones son aplicadas a una orilla de losa con junta, el ángulo de la pierna del tren de aterrizaje en relación con la orilla, tiene influencia en la magnitud -

de los esfuerzos en la losa. Las figs. 5-2.3 y 5-2.4, para tren de ruedas simples y dobles respectivamente, consideran el tren colocado paralelo a la junta, que es cuando se producen los esfuerzos máximos en la losa. Las figs. 5-2.5 a 5-2.11 consideran los trenes en doble tandem — también paralelos a la junta; sin embargo en esa posición no se producen los máximos esfuerzos. Si se localiza el tren en doble tandem formando un ángulo agudo con la junta, se pueden producir los esfuerzos máximos en la losa; para considerar esta situación la FAA ha preparado las gráficas de las figs. 5-2.12 a 5-2.18, las cuales pueden ser utilizadas para diseñar pavimentos en áreas donde los aviones no van a cruzar perpendicularmente las juntas del pavimento y cuando dichos cruces se efectuen a bajas velocidades, como en plataformas de espera, cabeceras de pista, intersecciones de pistas con calles de rodaje, plataformas, etc.

El módulo de reacción "k" de la subrasante se determina por medio de la prueba de placa estática no repetitiva sobre la subrasante. En caso de que no se pueda efectuar la prueba de placa, la FAA recomienda el uso de la tabla 5-2.1 que da valores de "k" en forma aproximada y que deben ser aplicados con criterio ingenieril. La FAA agrega que "afortunadamente los pavimentos rígidos no son de

masiado sensibles a los valores de "k" y un error en el valor estimado puede no tener un gran impacto en el espesor del pavimento rígido"

La FAA establece que se debe colocar un espesor mínimo de 4 pulg. (10 cm) de sub-base bajo todos los pavimentos rígidos a excepción de los indicados en la tabla 5-2.2.

El incremento probable en el valor de "k" debido a la sub-base se indica en las figs. 5-2.1 y 5-2.2. La FAA indica que dichos valores deben ser considerados sólo como guía y pueden ser ajustados por la experiencia local.

La FAA estipula que es necesario proveer sub-bases estabilizadas para pavimentos rígidos nuevos que vayan a soportar aviones con peso superior a 100,000 lb (45,500 kg).

El análisis de tráfico para determinar el avión de diseño y el número de salidas equivalentes anuales, es igual al indicado para pavimentos flexibles, método FAA, en el inciso 3-2.

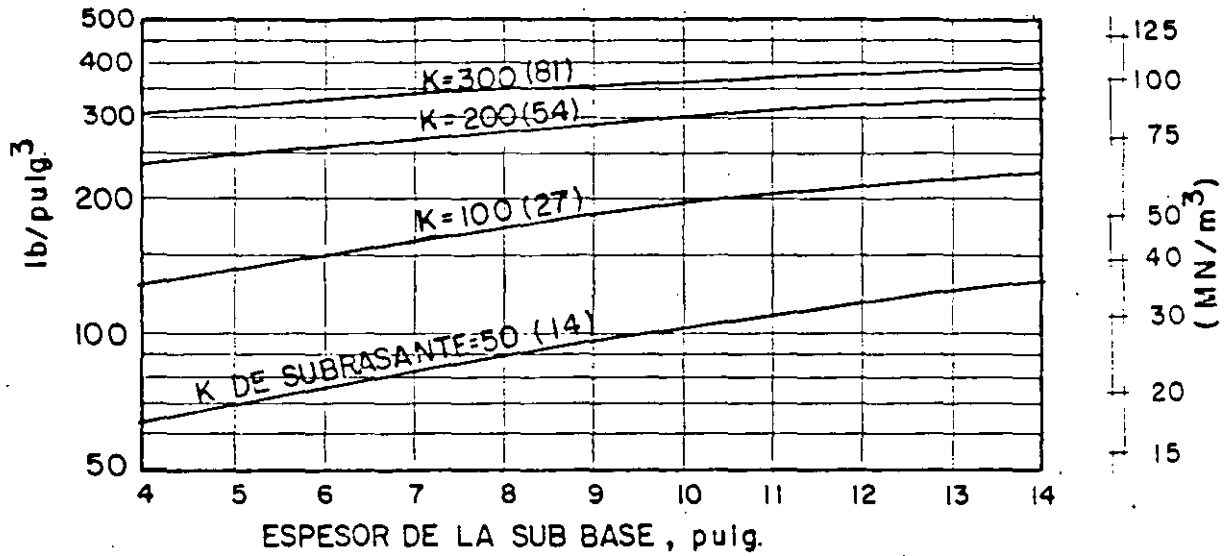
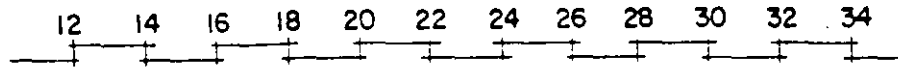
Las gráficas de las figs. 5-2.3 a 5-2.18 se utilizan para determinar el espesor de losa en áreas críticas. Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 5-2.19.

Tabla 5-2.2

Condiciones en que no se requieren sub-bases.

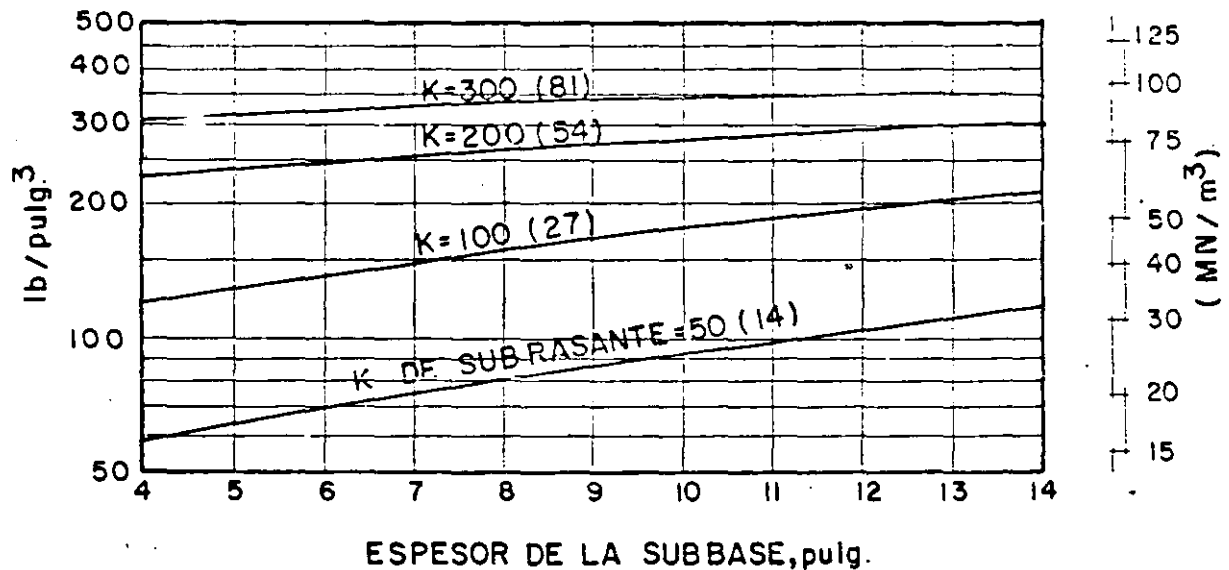
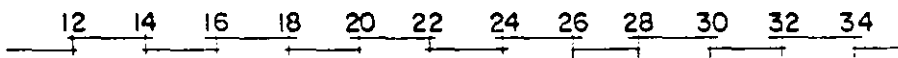
Clasificación del suelo	Buen Drenaje		Mal Drenaje	
	sin Heladas	con Heladas	sin Heladas	con Heladas
GW	X	X	X	X
GP	X	X	X	
GM	X			
GC	X			
SW	X			

(cm)



AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.

(C m)



GRAVA Y ARENA DE BANCO SIN CRIBAR

Fig. 5-2-1

EFFECTO DE LA SUB-BASE EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

(FAA-1978)

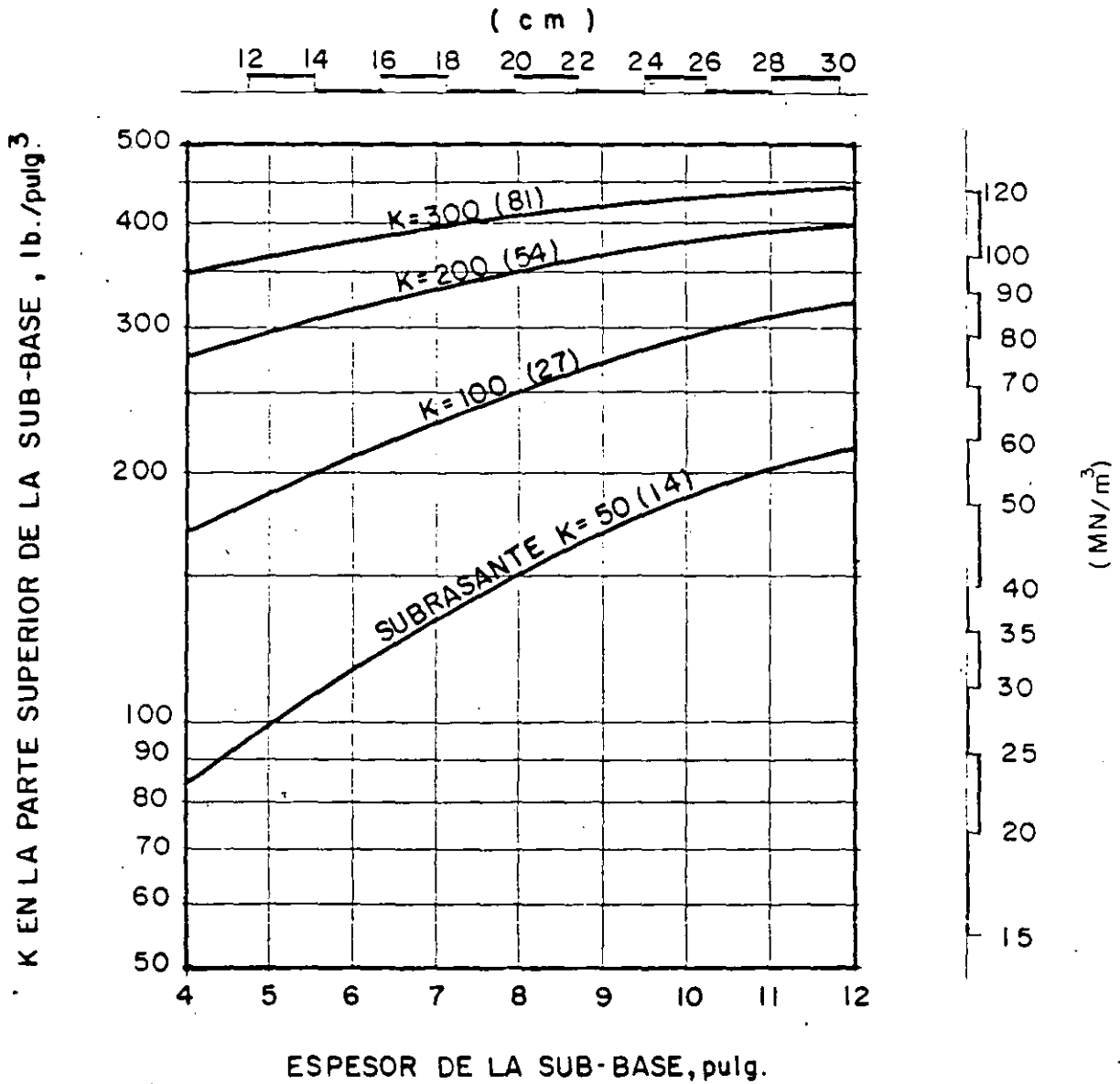
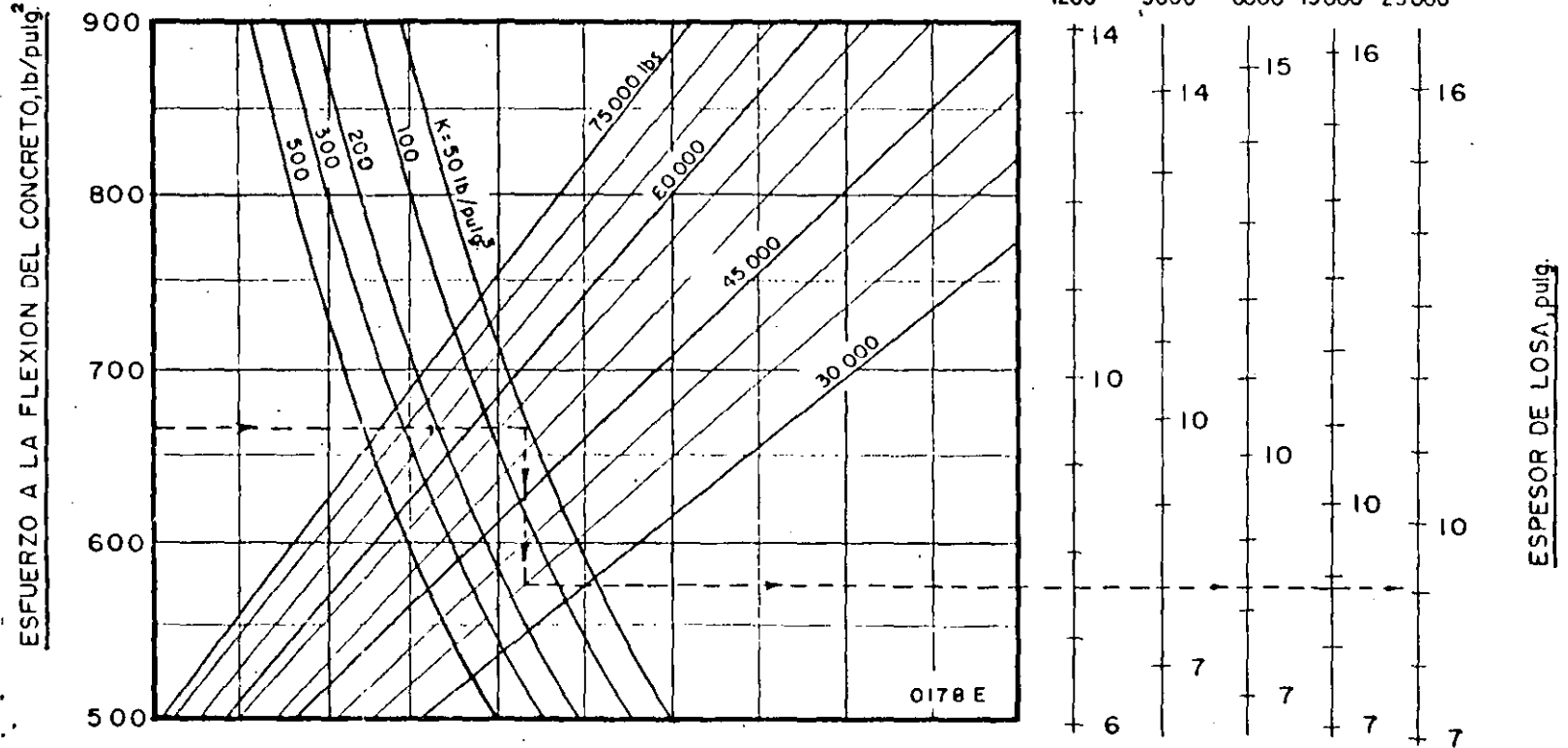


Fig. 5-2-2

EFFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA EN EL
 MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg. 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

Fig. 5-2.3

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE RUEDA SIMPLE

(FAA-1978)

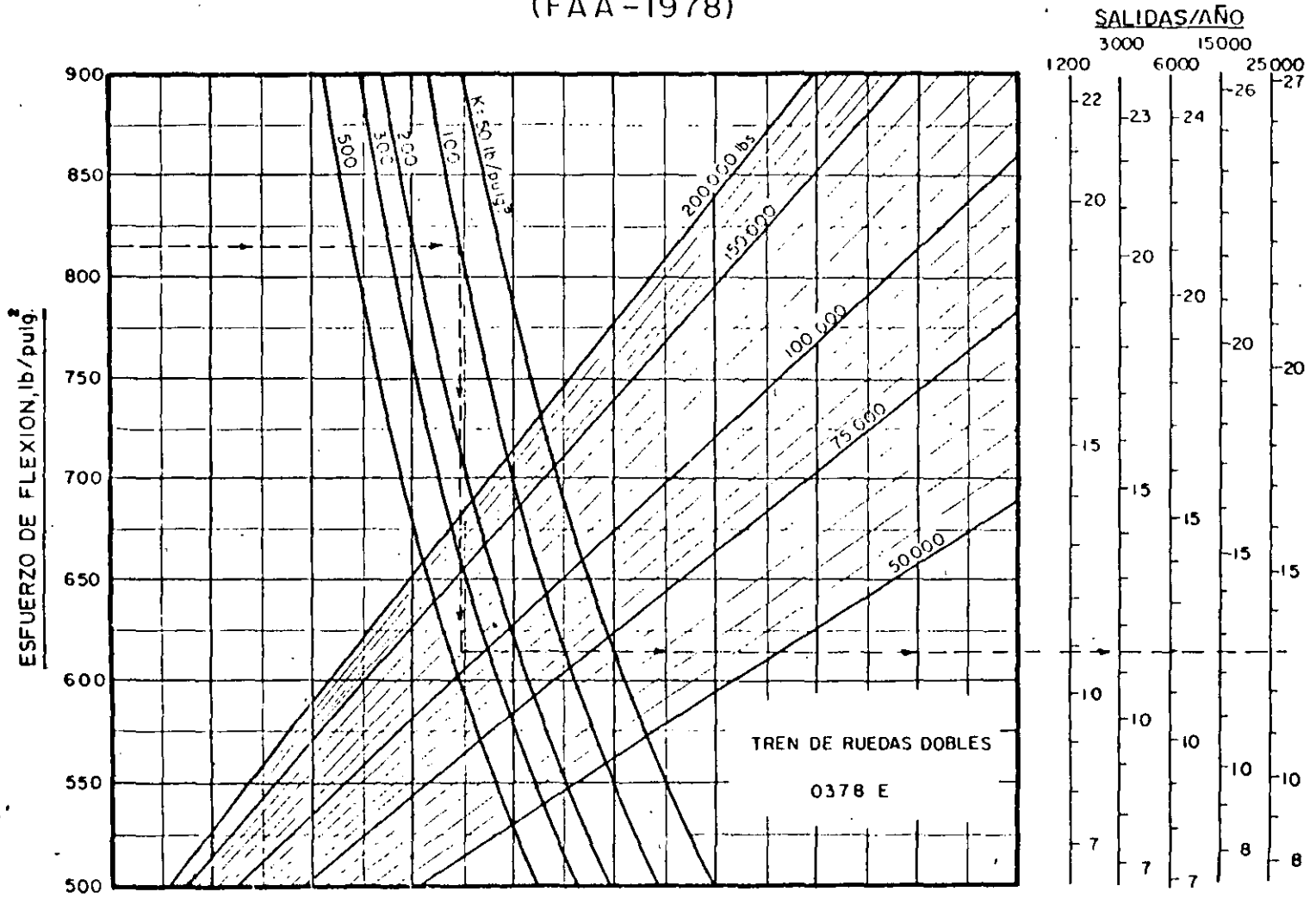


Fig 5-2-4

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN RUEDAS DOBLES

ESPESOR DE LOSA, pulg.

5.2-7

(FAA-1978)

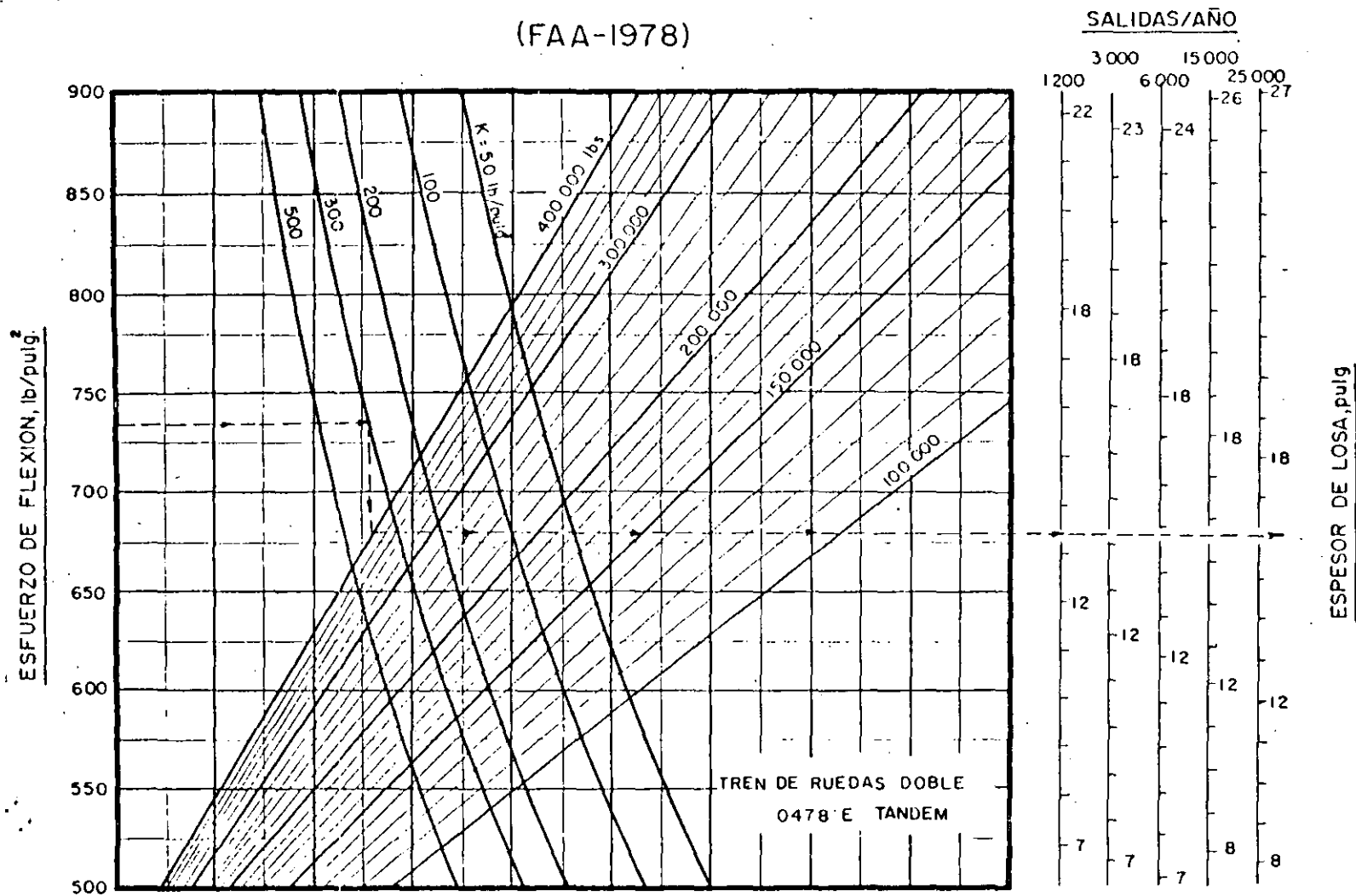


Fig.5-2-5

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE RUEDAS DOBLE TANDEM

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

5.2-8

(FAA-1978)

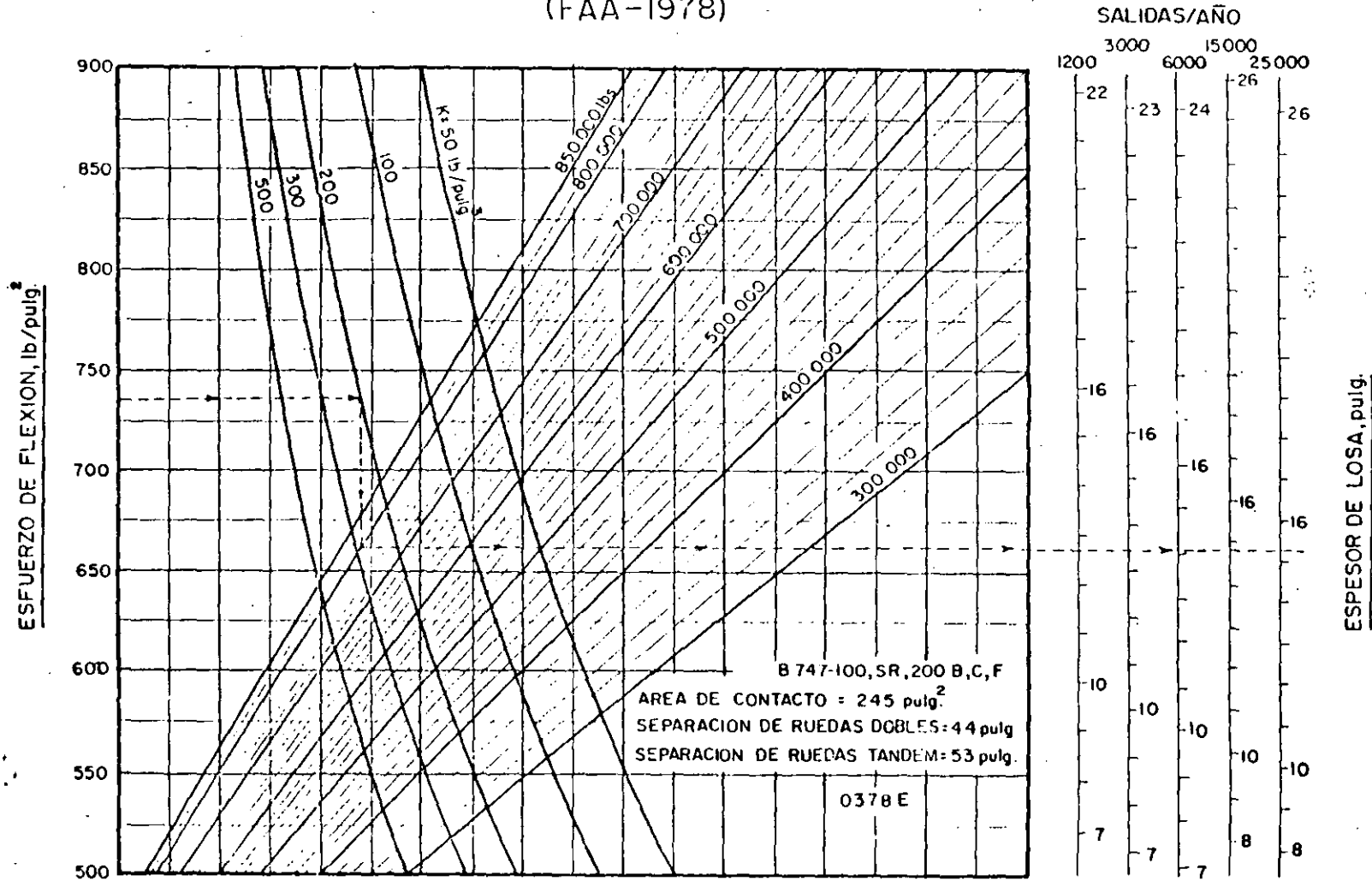


Fig.5-2-6

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO, B-747-100, SR, 200 B, C, F

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm. 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m.²

1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m.³

5.2-9

(FAA-1978)

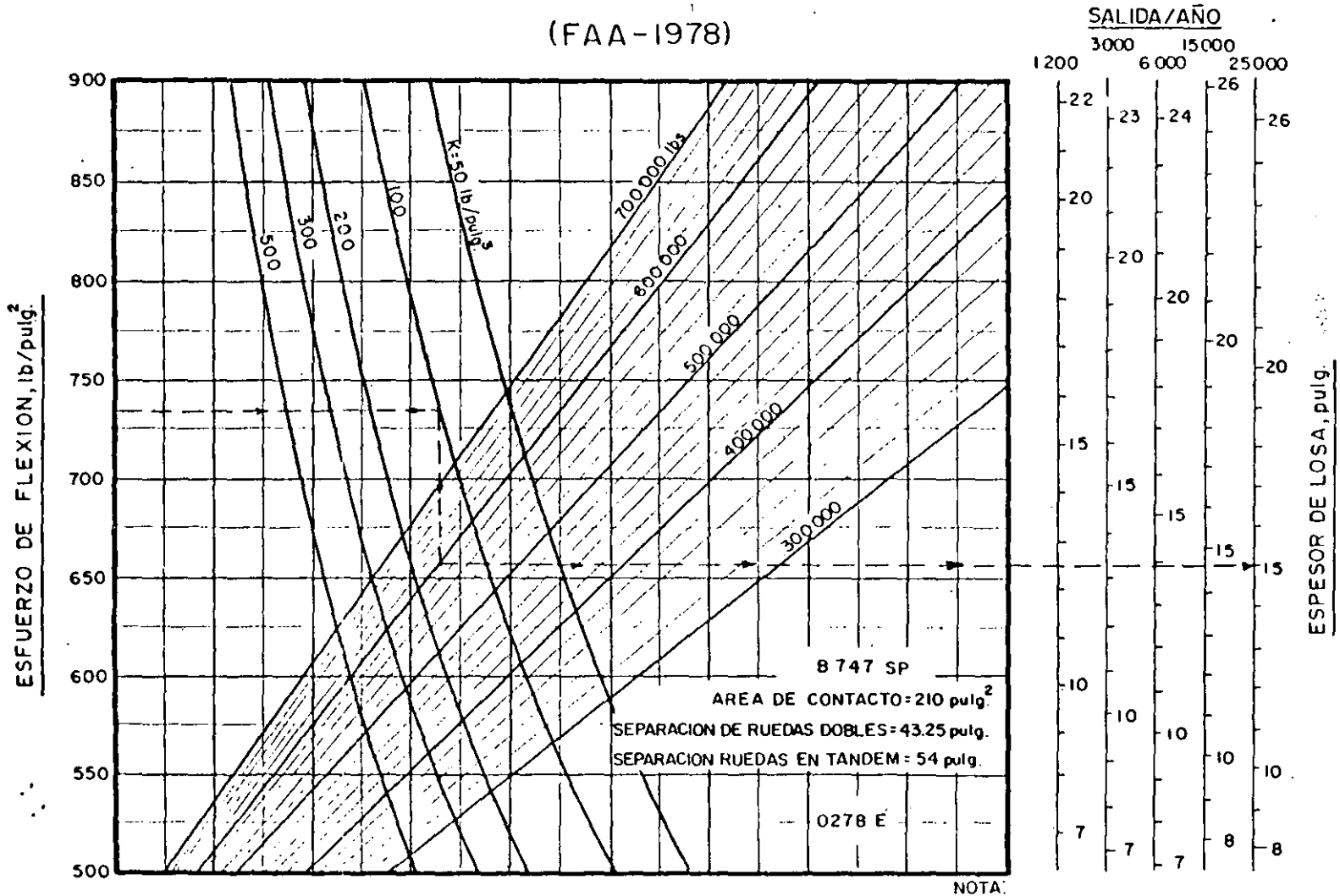


Fig. 5-2-7

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-AVION B-747-SP

NOTA:
1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

5.2-10

141

(FAA-1978)

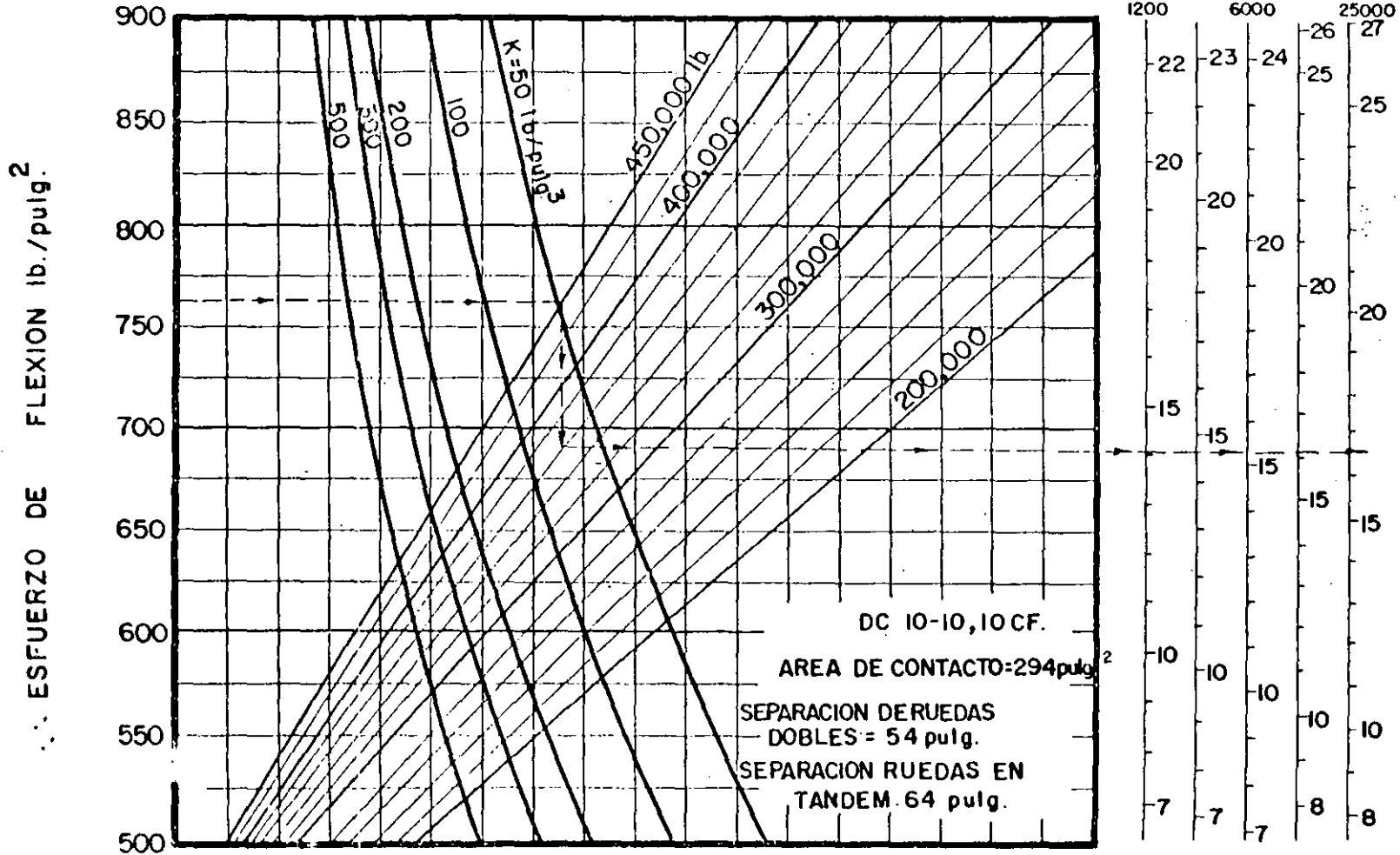


Fig. 5-2.8

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES DC 10-10, 10CF

NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm. 1 lb./pulg.² = 0.0069 MN/m²

1 lb. = 0.454 Kg. 1 lb./pulg.³ = 0.272 MN/m³

(FAA-1978)

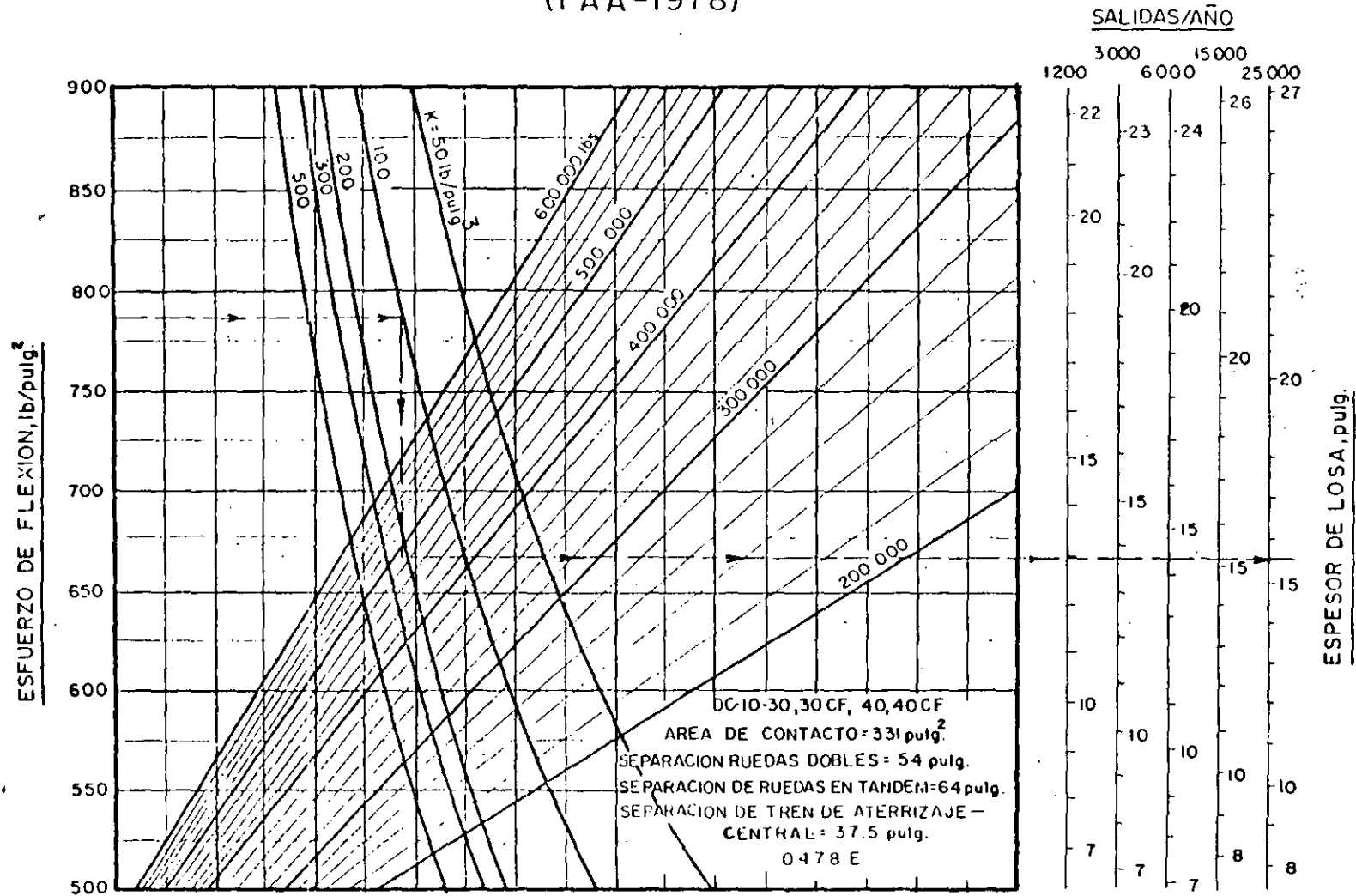


Fig. 5-2-9

NOTA:
1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - DC-10-30, 30CF,
40, 40 CF

5.2-12

(FAA-1978)

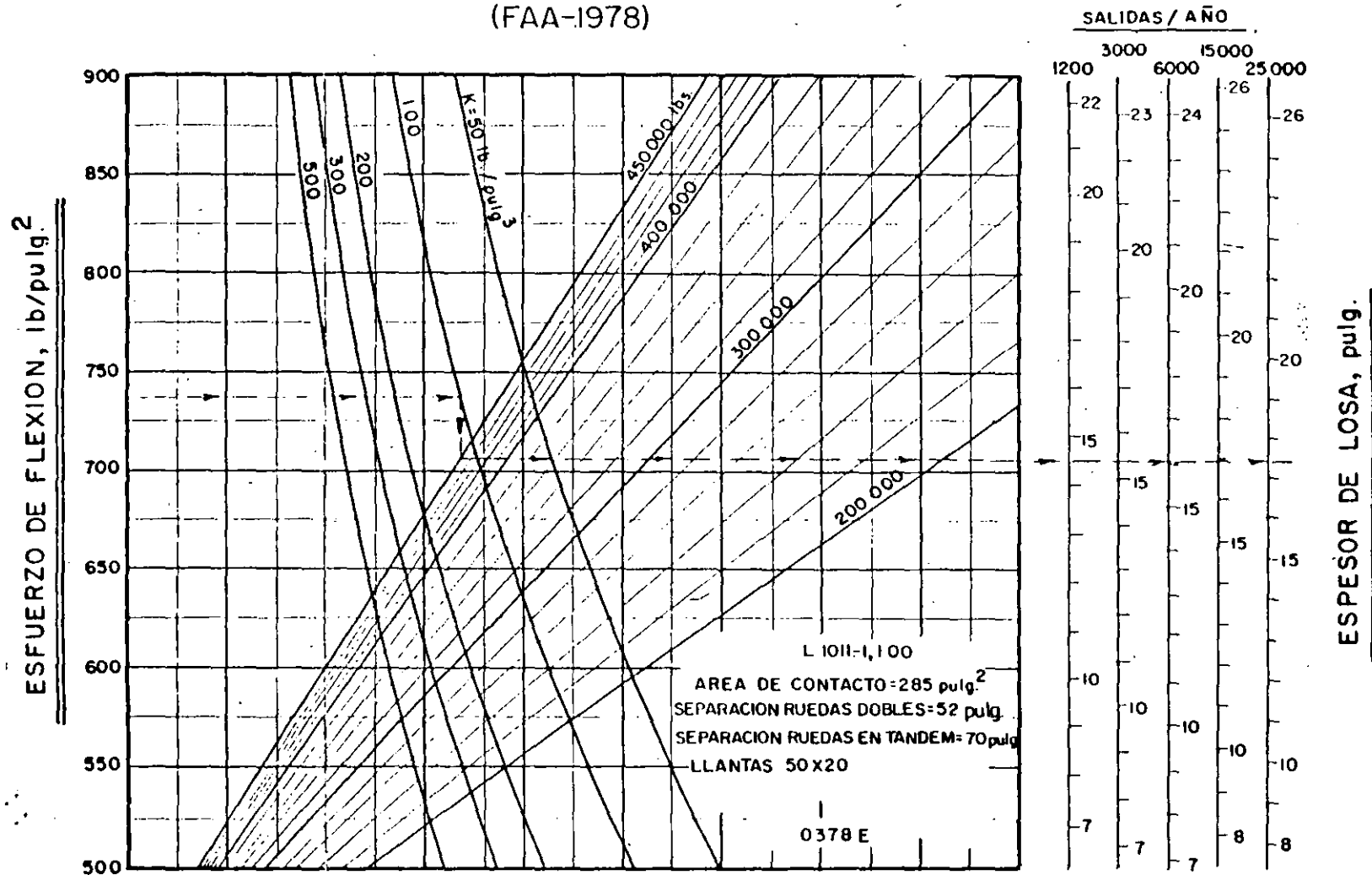


Fig. 5-2-10

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 Kg lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

— CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO —

AVION L 1011-1,100

5.2-13

(FAA-1978)

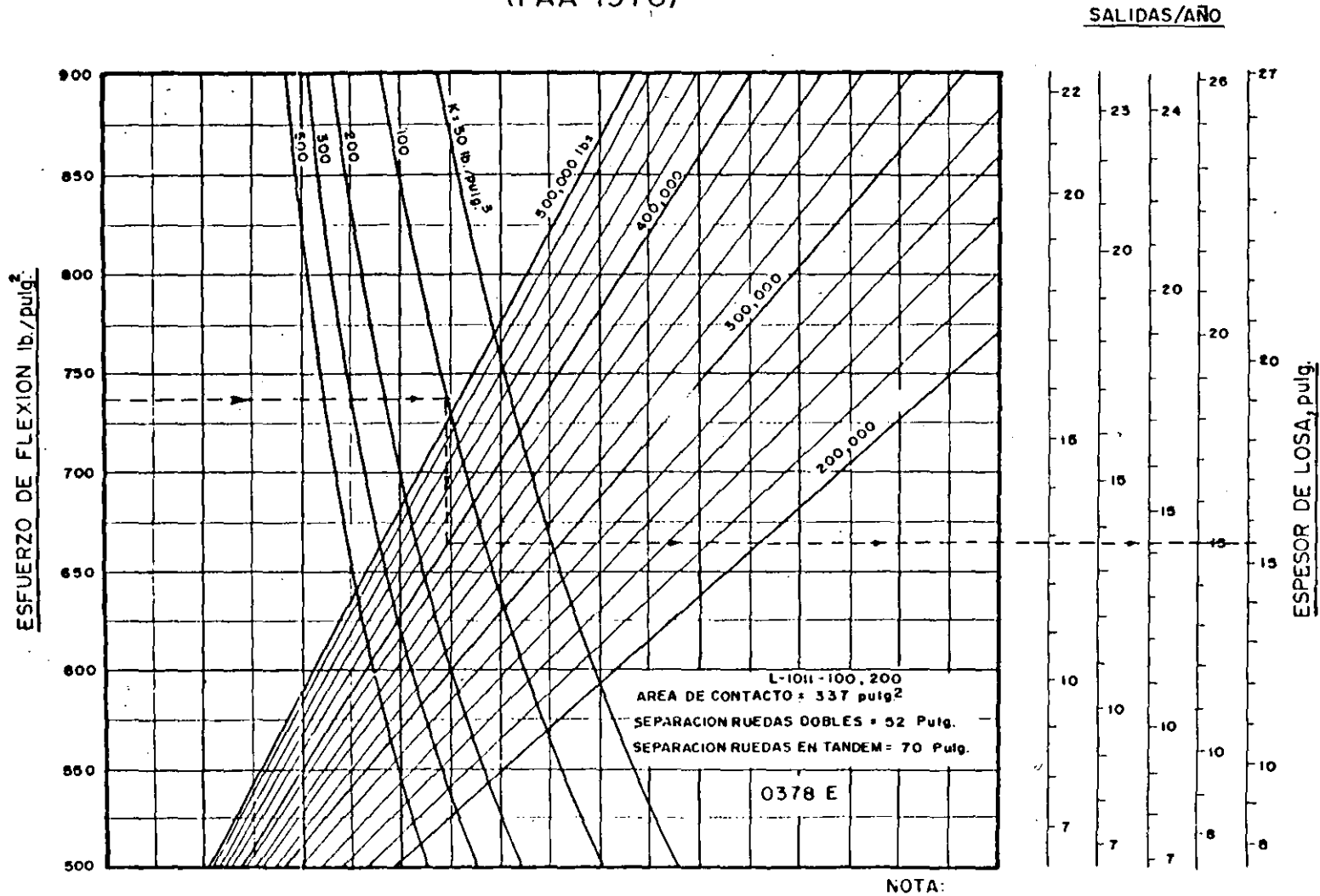


Fig. 5-2-11

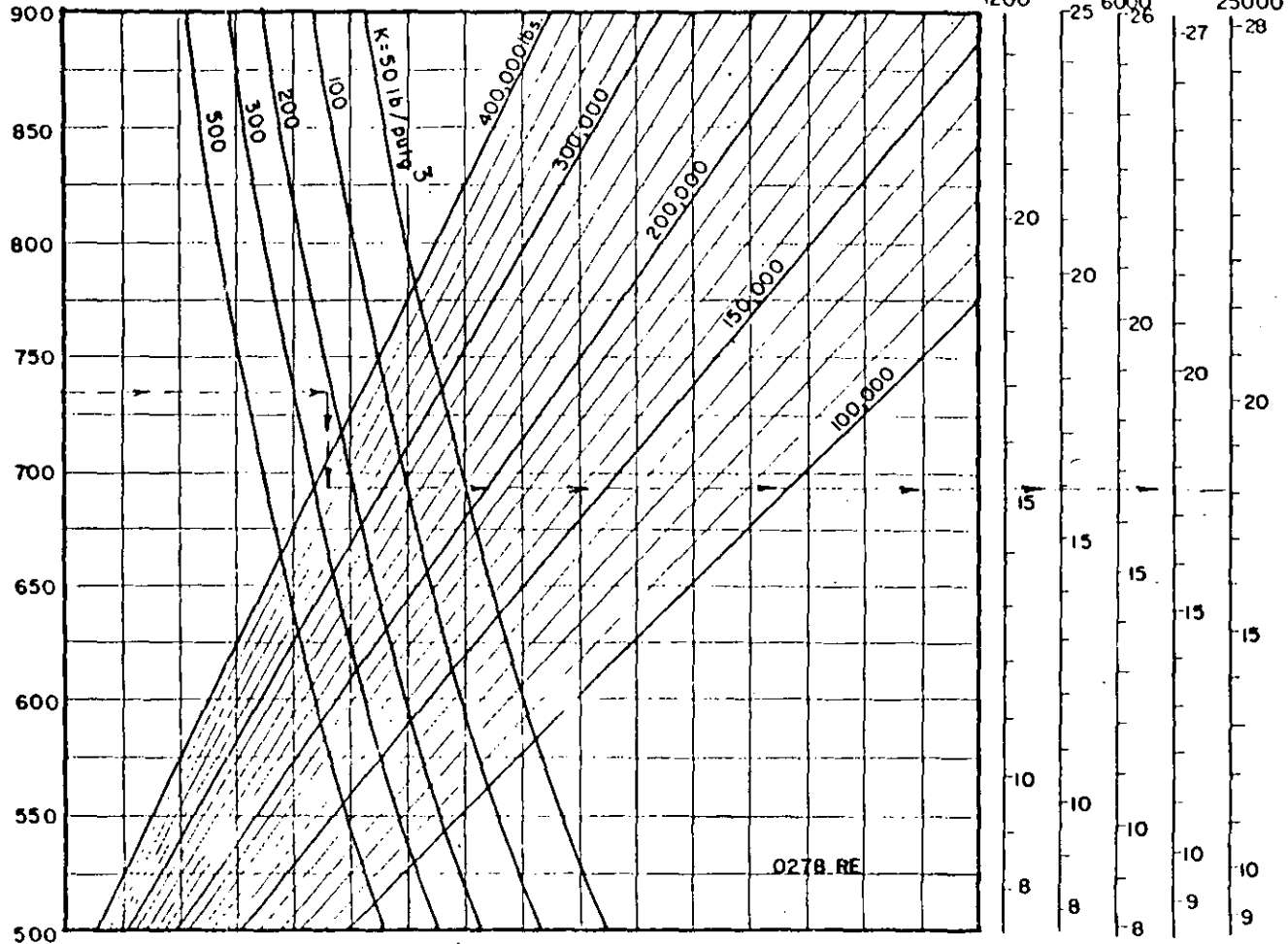
1 pulg = 2.54 cm. 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg. 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO
AVION L-1011-100,200

5.2-14

(FAA-1978)

ESFUERZO DE FLEXION DEL CONCRETO, lb/pulg.²



ESPESOR DE LOSA, pulg.

5.2-15

Fig. 5-2-12

NOTA:
pulg = 2.54 cm. lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
lb = 0.454 Kg. lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS EN DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

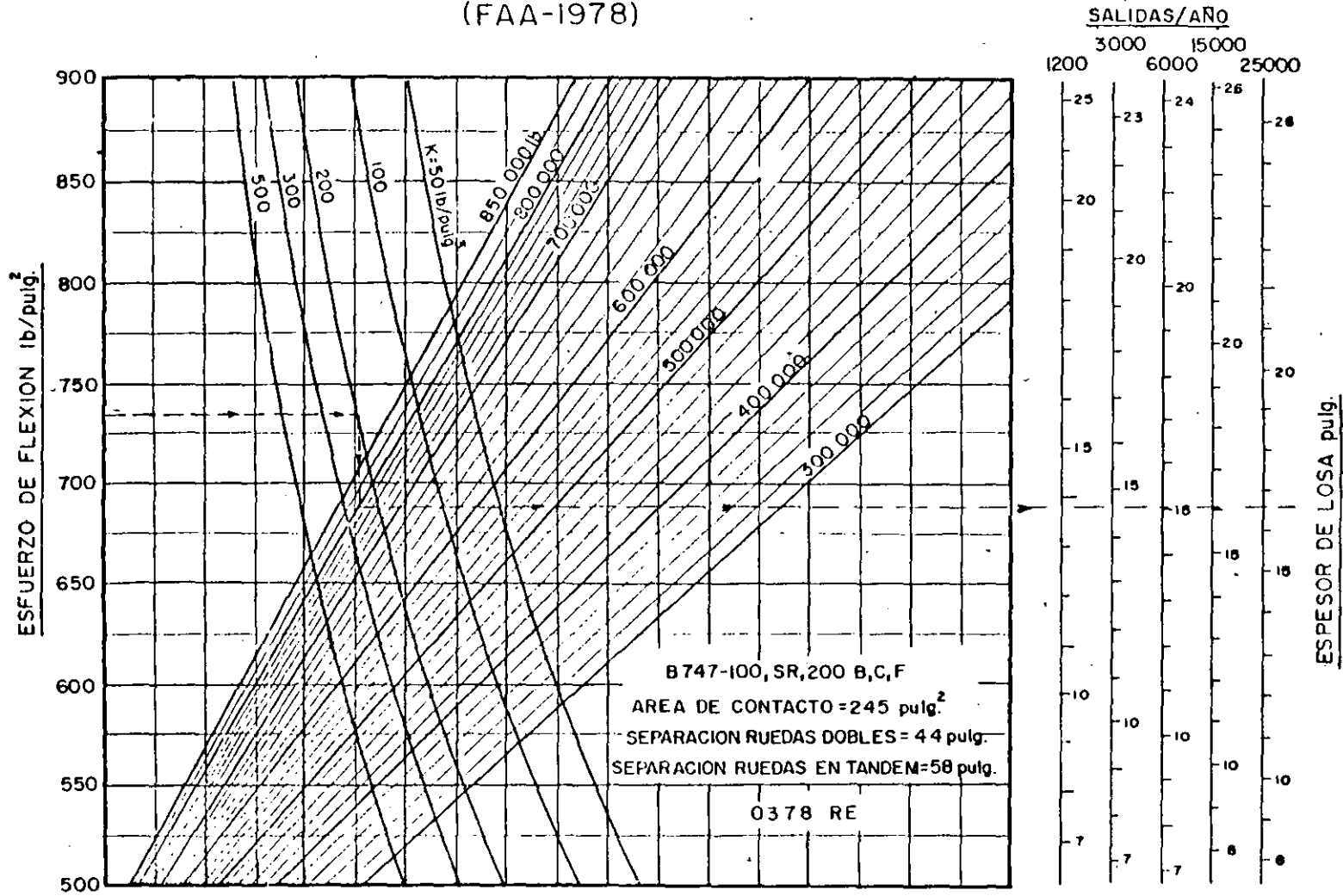


Fig.5-2-13

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES B-747-100, SR, 200 B, C, F

5.2-16

(FAA-1978)

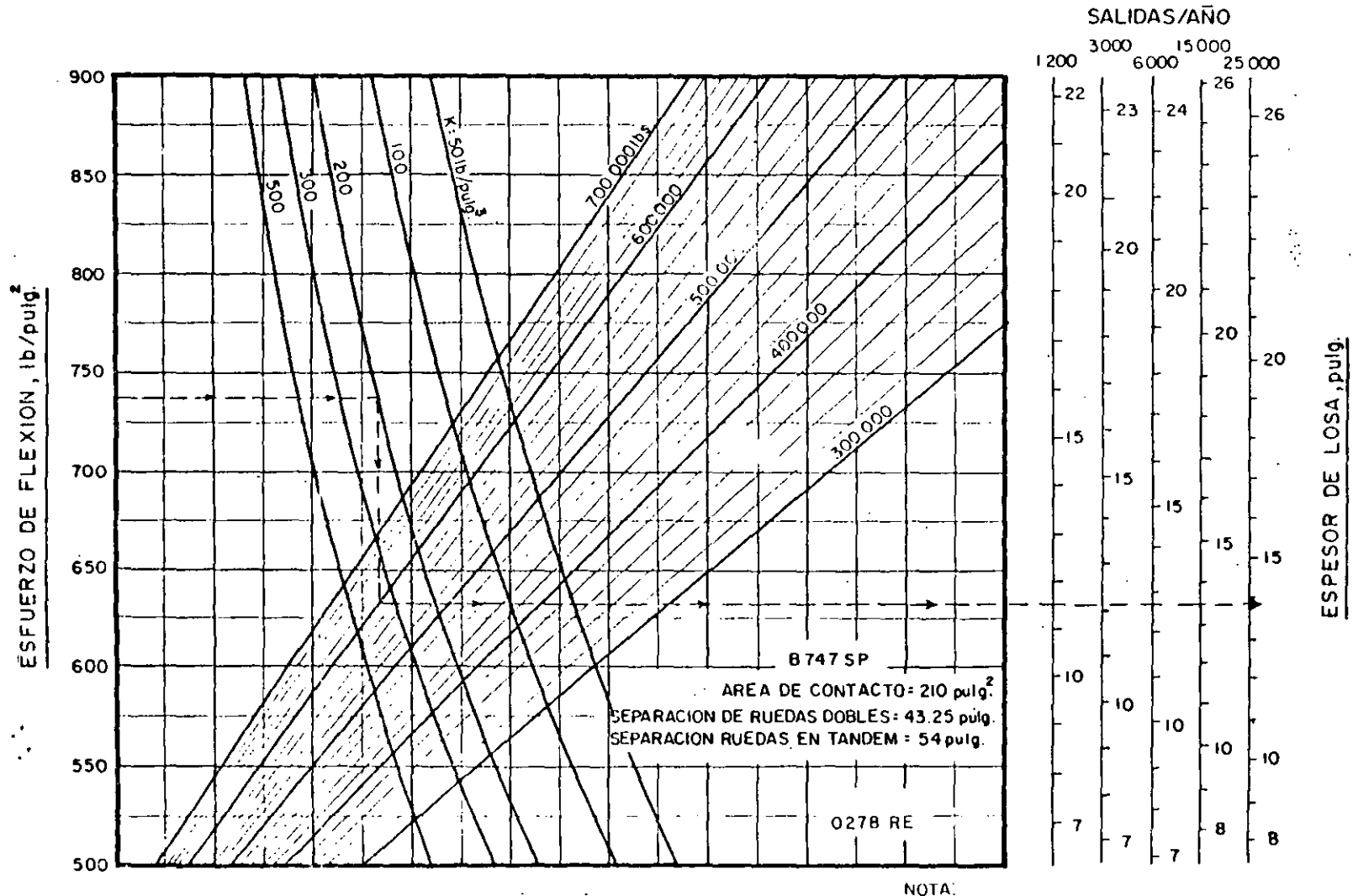
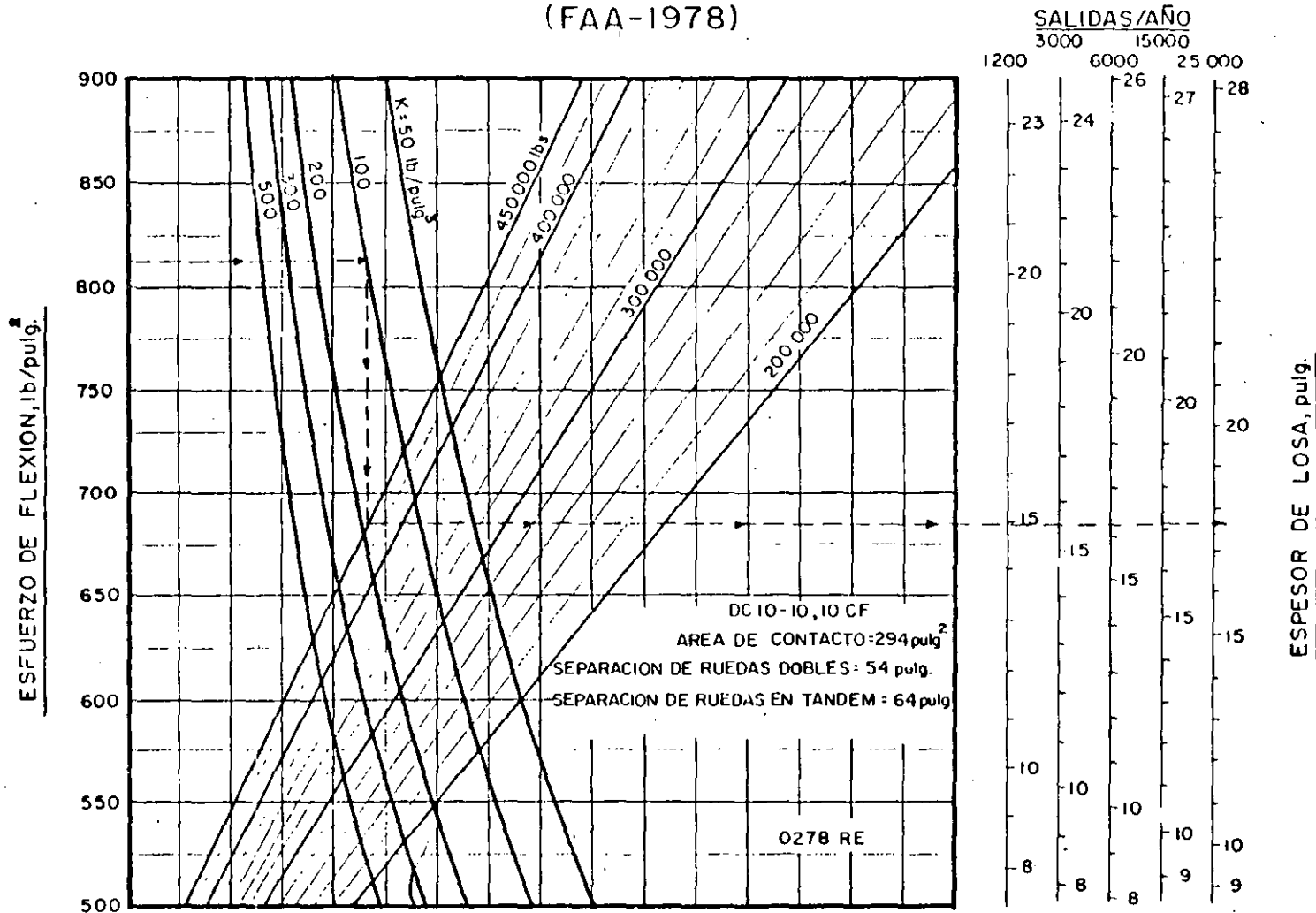


Fig. 5-2-14

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO
 AVION B-747 SP

5.2-17

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
 1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

Fig. 5-2-15

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO

DC-10-10, 10 CF

5.2-18

(FAA-1978)

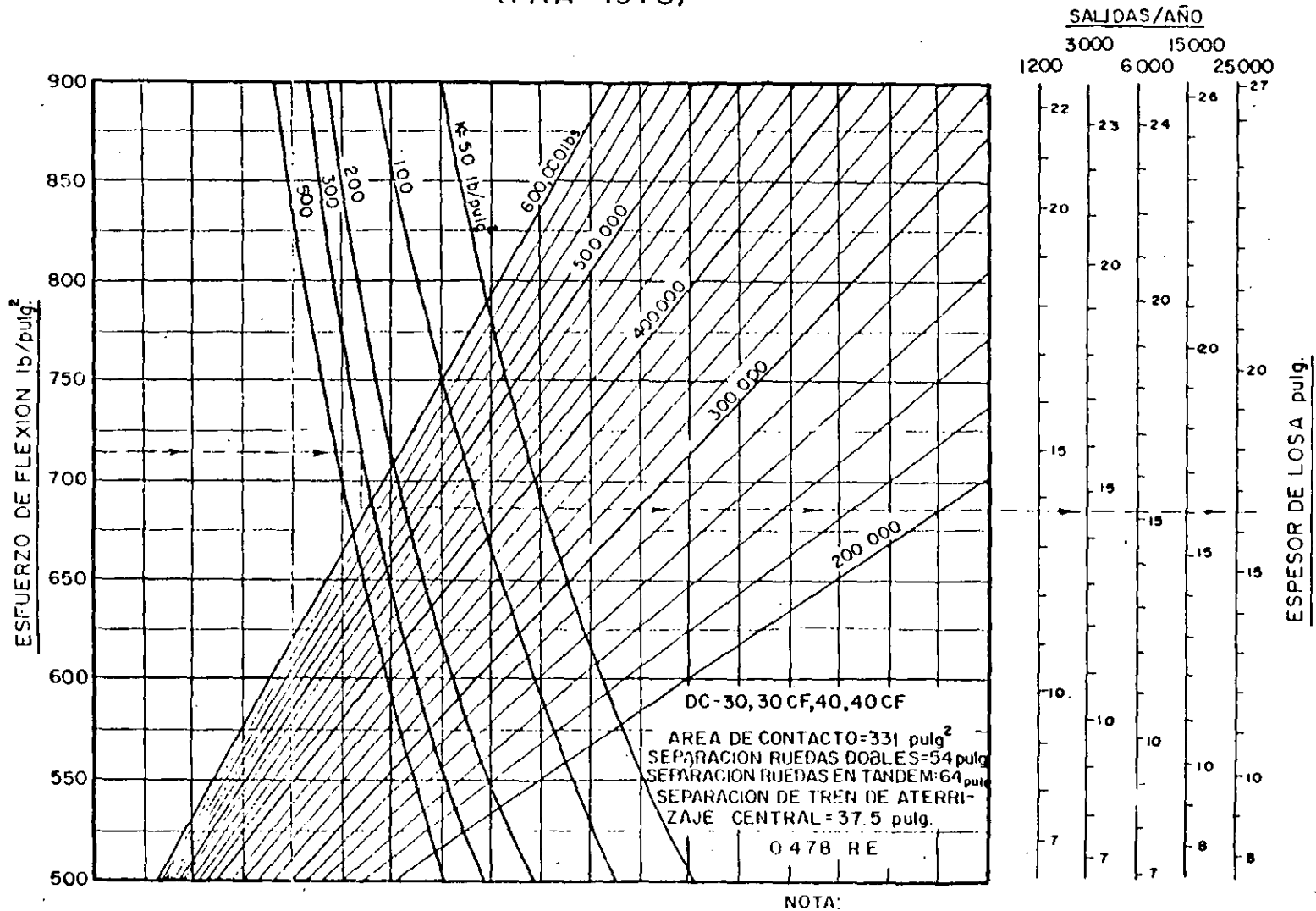
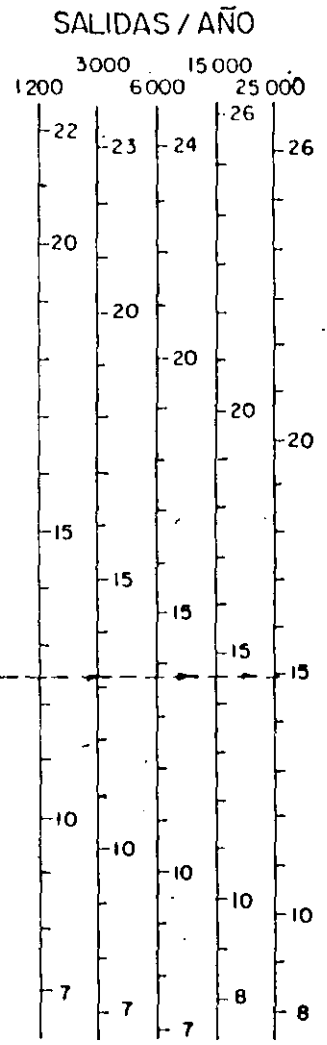
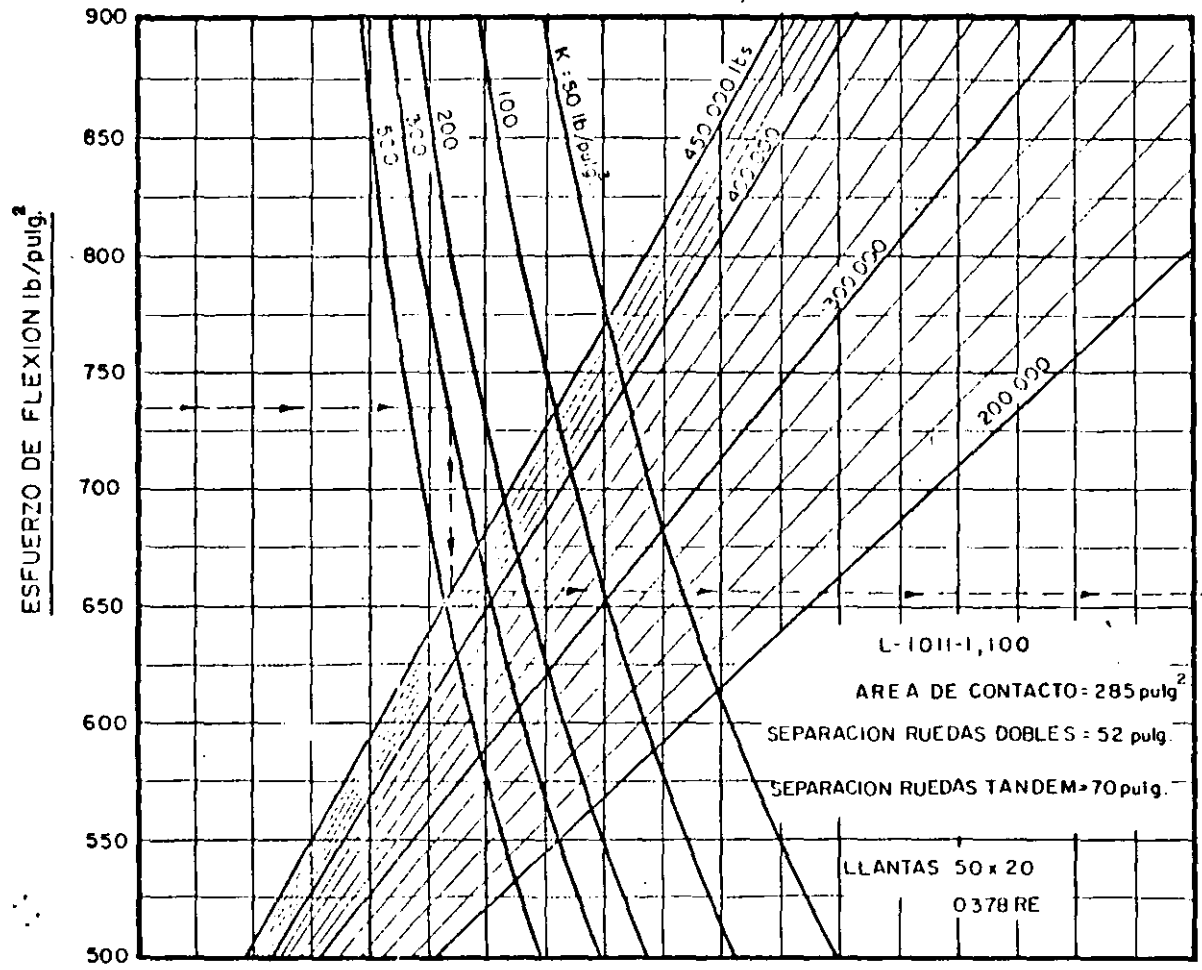


Fig. 5-2-16

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES DC 10-30, 30 CF, 40, 40 CF

(FAA-1978)



NOTA:
 1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
 1 lb = 0.454 kg. 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

Fig 5-2-17

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO
L-1011-1,100

5.2-20

(FAA-1978)

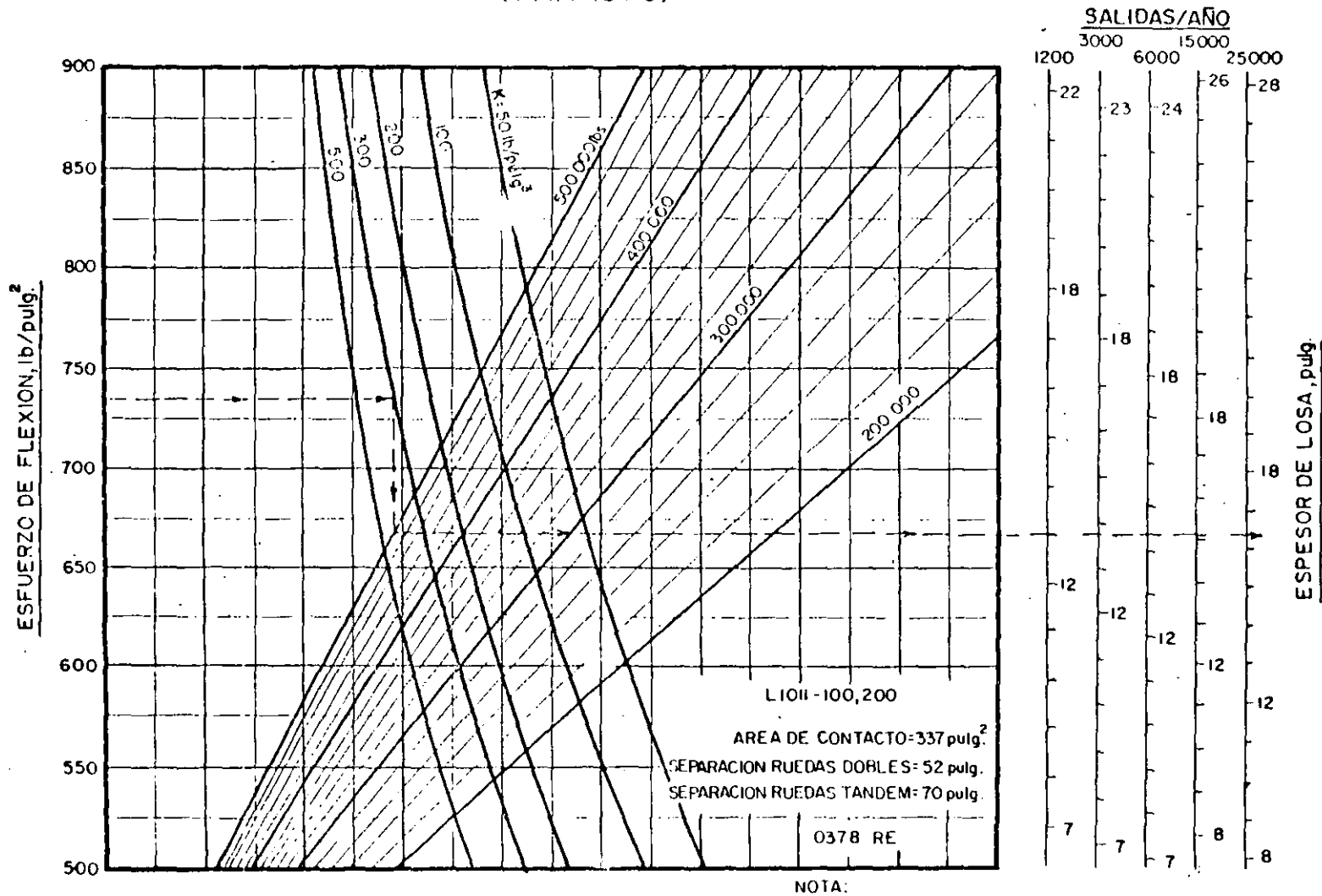
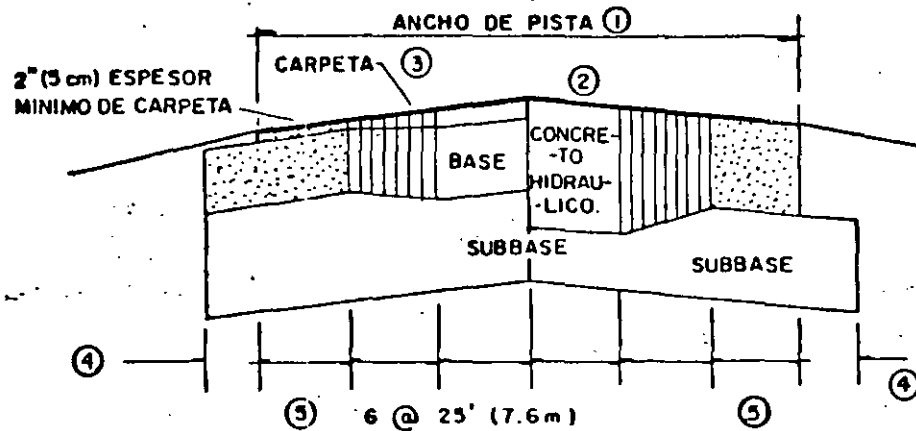
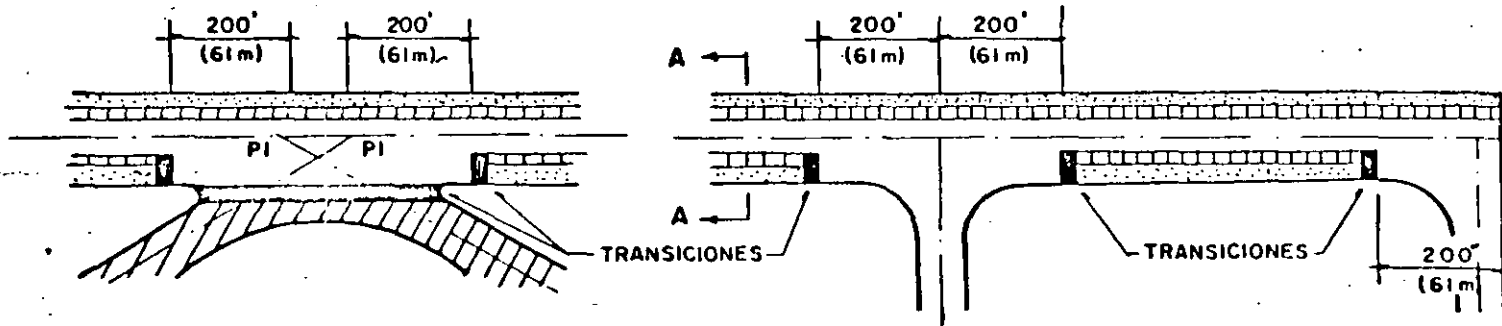


Fig. 5-2-18




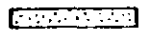
CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO -L-1011-100,200

5.2-21

(FA A - 1978)



SIMBOLOGIA

-  ESPESOR = T
-  ESPESOR VARIABLE = T → 0.7T
-  ESPESOR = 0.9T
-  ESPESOR = 0.7T

NOTAS

- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30 cm) HASTA 30" (90 cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA.

Fig. 5-2-19

PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS

5.2-22

153

CARACTERÍSTICAS REFERENTES A CIMENTACIONES PARA PAVIMENTOS

Clasificaciones principales	Letras	Nombre	Valor como cimentación cuando no está sujeta a la acción de las holadas	Valor como base directamente sobre de la carpeta.	Acción potencial de las holadas	Compresibilidad y expansión	Características de drenaje	Equipo de compactación	Peso unitario seco lb/pie ³	CBR en Campo	Módulo de subresistencia lb/pulg ²	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Grava y sueltos con grava	GW	Grava o grava arenosa bien graduada	Excelente	Buena	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos, rodillo metálico	125 - 140	60 - 80	300 o más	
	GP	Grava o grava arenosa pobremente graduada	Buena a excelente	Pobre a regular	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos, rodillo metálico	120 - 130	35 - 60	300 o más	
	GU	Grava o grava arenosa uniformemente graduada	Buena	Pobre	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumático	115 - 125	25 - 50	300 o más	
	GM	Grava limosa o grava limo arenosa	Buena a excelente	Regular a buena	Ligera a mediana	Muy ligera	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra, control de humedad	130 - 145	40 - 80	300 o más	
	GC	Grava arcillosa o grava arcillo-arenosa	Buena	Pobre	Ligera a mediana	Ligera	Pobre a prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	120 - 140	20 - 40	200 - 300	
Arenas y sueltos con arena	SW	Arena o arena con grava bien graduada	Buena	Pobre	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumático	110 - 130	20 - 40	200 - 300	
	SP	Arena o arena con grava pobremente graduada	Regular a buena	Pobre a no adecuado	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumático	105 - 120	15 - 25	200 - 300	
	SU	Arena o arena con grava uniformemente graduada	Regular a buena	No adecuado	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumático	100 - 115	10 - 20	200 - 300	
	SM	Arena arcillosa o arena grava limosa	Buena	Pobre	Ligera a alta	Muy ligera	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra, control de humedad	120 - 135	20 - 40	200 - 300	
	SC	Arena arcillosa o arena grava arcillosa	Regular a buena	No adecuado	Ligera a alta	Ligera a mediana	Pobre a prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	105 - 130	10 - 20	200 - 300	
Baja compresibilidad LL < 30	ML	Limos, limos arcillosos, limos con grava o sueltos de distintos	Regular a pobre	no adecuado	Mediana a muy alta	Ligera a mediana	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra, control de humedad	100 - 120	5 - 15	100 - 200	
	OL	Arcillas pobres, arcillas arenosas o arcillas con grava	Regular a pobre	no adecuado	Mediana a alta	Mediana	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	100 - 125	5 - 15	100 - 200	
	QL	Limos arcillosos, arcillas arcillosas pobres	Pobre	no adecuado	Mediana a alta	Mediana a alta	Pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	90 - 105	4 - 8	100 - 200	
Alta compresibilidad LL > 30	MH	Arcillas con muchos o sueltos de distintos	Pobre	no adecuado	Mediana a muy alta	Alta	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	80 - 100	4 - 8	100 - 200	
	CH	Arcillas gruesas	Pobre a muy pobre	no adecuado	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	90 - 110	3 - 5	50 - 100	
	OH	Arcillas arcillosas gruesas	Pobre a muy pobre	no adecuado	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	80 - 105	3 - 5	50 - 100	
Turba y otros suelos orgánicos	PT	Turba húmeda y otros	no adecuado	no adecuado	Ligera	Muy alta	Regular a pobre	Compactación no práctica.				

Tabla 5 - 21
(FAA - 1978)

3).- Método del Reino Unido. -

El método de evaluación y diseño de pavimentos, LCN (Número de Clasificación de Carga: Load Classification Number), fue desarrollado por el Ministerio del Aire, Dirección General de Obras, del Reino Unido. Actualmente está incorporado al Manual de Aeródromos de la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI).

El método es aplicable tanto para pavimentos flexibles como para rígidos. En este método la capacidad soporte de un pavimento está expresada en términos de un número conocido como LCN, que depende de la geometría de la pierna del avión, de la presión de inflado de las llantas y de la composición y espesor del pavimento.

Posteriormente el Reino Unido simplificó el método LCN de manera de clasificar las capacidades resistentes del pavimento por grupos originando el llamado método LCG (Grupo de Clasificación de Carga: Load Classification Group) que actualmente es utilizado por el Reino Unido. Sin embargo el método LCN tuvo mucha aceptación en todo el mundo y sigue siendo utilizado por muchos países y organizaciones.

El método LCN partió de la necesidad de clasificar la capacidad de los pavimentos de los aeródromos para recibir a las aeroplanes. Durante e inmediatamente después de la Segunda Guerra -

Mundial, en el Reino Unido se acostumbraba clasificar los pavimentos de los aeródromos como adecuados para ciertas categorías de aviones definidas en términos muy generales tales como "Caza", "bombardero pesado" o "bombardero muy pesado". Este sistema pronto quedó obsoleto debido al incremento continuo en los pesos de los nuevos aviones y a la complicación que introdujeron los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples y las diferencias en las presiones de los neumáticos. Era pues necesario encontrar un sistema sencillo que permitiera comparar fácilmente las características de carga de una aeronave con una capacidad de carga de un pavimento.

En consecuencia se llevaron a cabo numerosos ensayos de carga en pavimentos rígidos y flexibles existentes y que tenían diferentes espesores y estaban construídos sobre suelos diferentes. El objeto de dichos ensayos era determinar que relación, de haberla, existía entre la carga necesaria para producir la falla de un pavimento y el área de contacto de la carga. En cada aeródromo se llevó a cabo una serie de ensayos usando placas de diferentes diámetros y haciendo varias pruebas con cada dimensión de placa, a fin de obtener una carga media de rotura para cada una de las dimensiones. En los pavimentos rígidos, los ensayos se efectuaron aplicando la carga en el centro y en la esquina de la losa. Para los pavimentos flexibles -

se consideró como carga de rotura la que producía una deformación de 2.54 mm.

La fig. 5-3.1 muestra tres curvas típicas de carga de rotura/área de contacto obtenidas de los ensayos (curvas 2, 4 y 6). La curva obtenida para un determinado pavimento permite determinar qué aeronave lo puede utilizar sin sobrecargarlo, para lo cual sólo se requiere señalar en la gráfica el punto correspondiente a la carga de rueda de la aeronave con su área de contacto. Si el punto queda por debajo de la curva, el pavimento no se sobrecargará; si queda por encima de la curva, se producirá sobrecarga.

A fin de obtener una relación mas general, en las figs. 5-3.2 y 5-3.3 se volvieron a trazar las curvas " carga de rotura/área de contacto " obtenidas de un gran número de pavimentos diferentes, pero expresando la carga de rotura obtenida con cada dimensión de placa, como un porcentaje de la carga de rotura al utilizar una placa de 66 cm (26 pulg) de diámetro ($3,419 \text{ cm}^2 = 530 \text{ pulg}^2$). Se eligió esa área de contacto porque en aquel momento representaba la de las aeronaves pesadas en uso.

Se puede observar en las figs. 5-3.2 y 5-3.3 que dentro de los límites de 1,300 y 4,500 cm^2 de área de contacto, existe una relación razonablemente constante entre la carga de rotura y el área de contacto.

El siguiente paso se muestra en la fig. 5-3.4 en la que se obtu

vieron las curvas de "Carga de rotura/área de contacto" para pavimentos rígidos y flexibles típicos; de ambas curvas se obtuvo la curva que representa razonablemente el comportamiento de un pavimento "medio" sometido a carga y cuya ecuación es:

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

en donde W_1 y W_2 son las cargas de rotura en las áreas de contacto A_1 y A_2 respectivamente.

Cabe señalar que esta relación solo se considera válida entre los límites de 1,300 y 4,500 cm² de área de contacto.

Una vez demostrado que existía una relación general entre la carga de rotura de un pavimento y el área de contacto sobre la cual se aplica, y a fin de idear un sistema mediante el cual pudiera expresarse con una sola cifra la capacidad de un pavimento para soportar el peso de una aeronave, se introdujo el concepto de una "curva típica" de clasificación por cargas. Esta curva, que se muestra en la fig. 5.3.5 es completamente arbitraria y se obtuvo uniendo una serie de puntos en una gráfica "Carga-área de contacto". Los puntos elegidos de manera que diesen una curva suave, se indican en la tabla 5-3.1. Se eligieron estas cifras por ser representativas de las cargas de rueda y áreas de contacto de las aeronaves que estaban en servicio en la época en que se ideó el sistema LCN.

El siguiente paso consistió en combinar la curva típica de clasific-

ción por cargas y la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

para obtener el diagrama de la fig. 5-3.6 el cual se trazó de la siguiente manera:

- 1-) Se trazaron las líneas (diagonales) correspondientes al área de contacto del neumático, a partir de la relación:

$$\text{Area de contacto} = \frac{\text{carga}}{\text{presión de neumático.}}$$

- 2-) Un punto de cada curva LCN proviene directamente de la curva típica de clasificación por cargas (fig. 5-3.5).

- 3-) Los demás puntos de cada curva LCN se calcularon de acuerdo con la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

- 4-) Las curvas a trazos son una ampliación provisional del sistema LCN, para que incluya áreas de contacto inferiores a 1,300 cm² basadas en ensayos de carga en pavimentos efectuadas con placas de pequeñas áreas de contacto.

Así la clasificación del pavimento de un aeródromo es una cuestión relativamente sencilla: se pueden efectuar los ensayos de resistencia con placas de una sola dimensión y suponer que la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

es válida, obteniendo el LCN del pavimento directamente de la -
fig. 5-3.6. Por ejemplo; a una carga de 14,300 kg (31,500 lb) -
sobre una placa de 45.7 cm (18 pulg) de diámetro, o sea de -
1,652 cm² (256 pulg²) de área, le corresponde un LCN de 40.

El uso de una sola cifra para expresar la resistencia de cualquier
pavimento de grandes dimensiones, tal como una pista, no da en
el mejor de los casos mas que una aproximación, ya que la resis-
tencia variará de un punto a otro y los ensayos de carga muestran
a menudo diferencias considerables. En consecuencia, la selec-
ción de la cifra LCN representativa de un pavimento es una cues-
tión de análisis estadístico y de apreciación técnica, después -
de efectuados los ensayos, y no es posible usar el sistema LCN
con precisiones mayores de, por ejemplo un 10%.

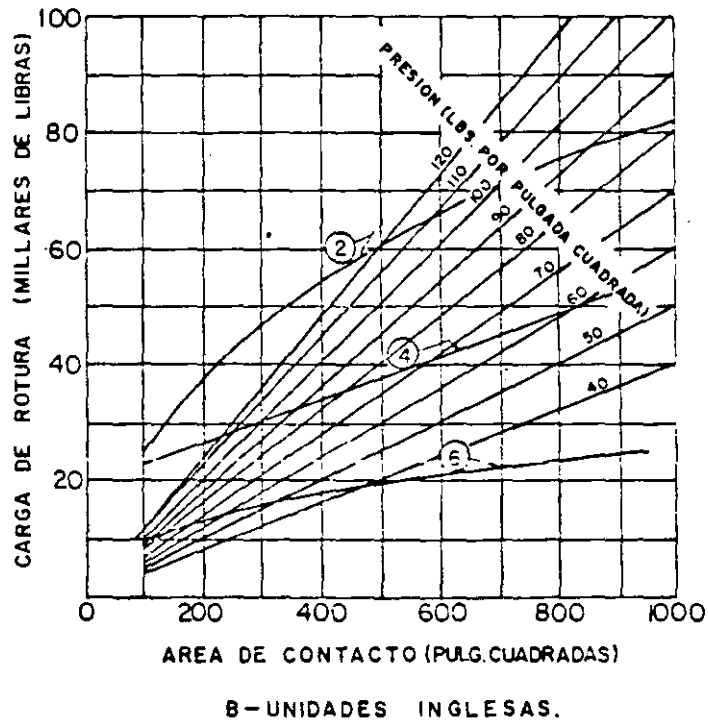
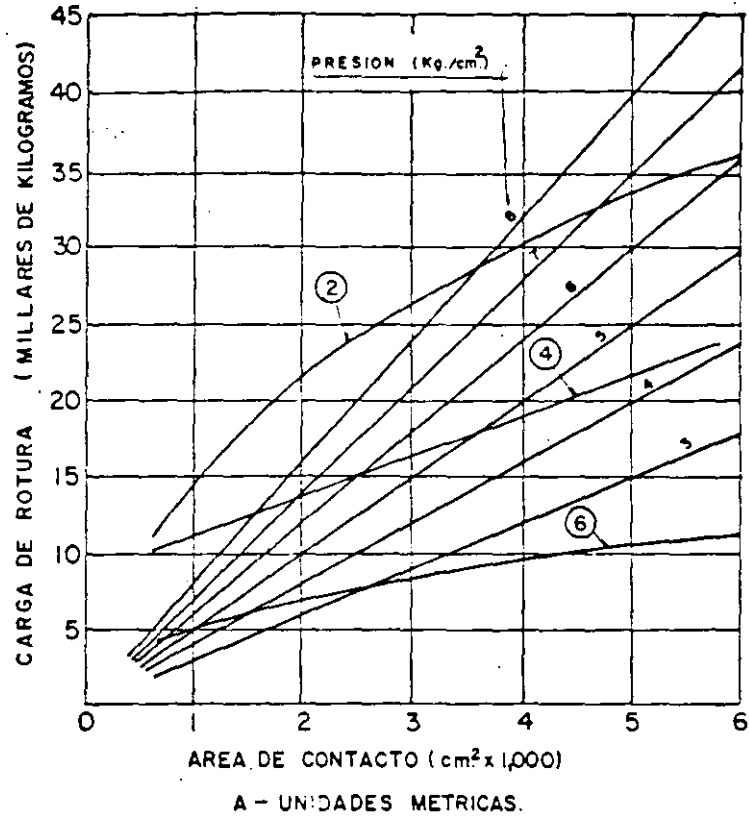


Fig. 5-3-1 RELACION CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO.

RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO"

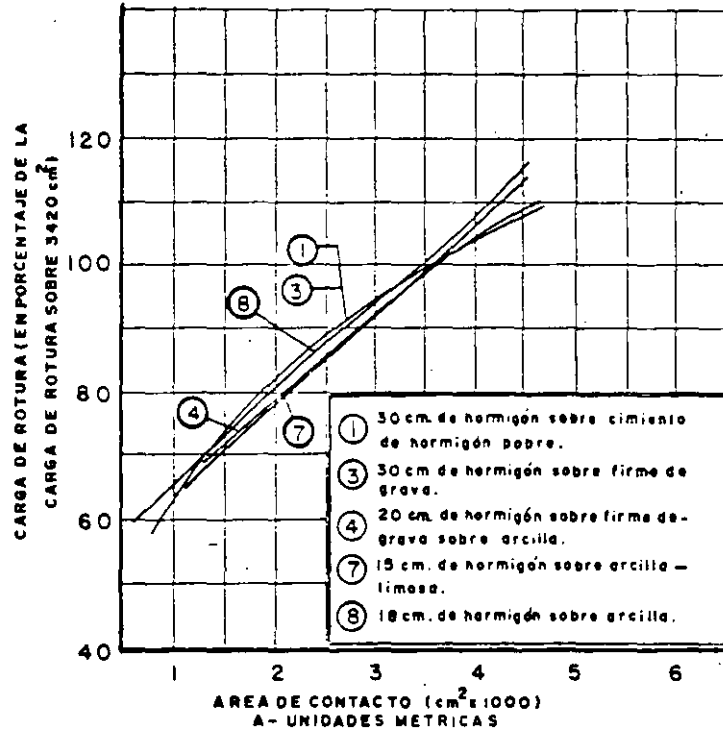


FIGURA 5-3.2 PAVIMENTOS RIGIDOS

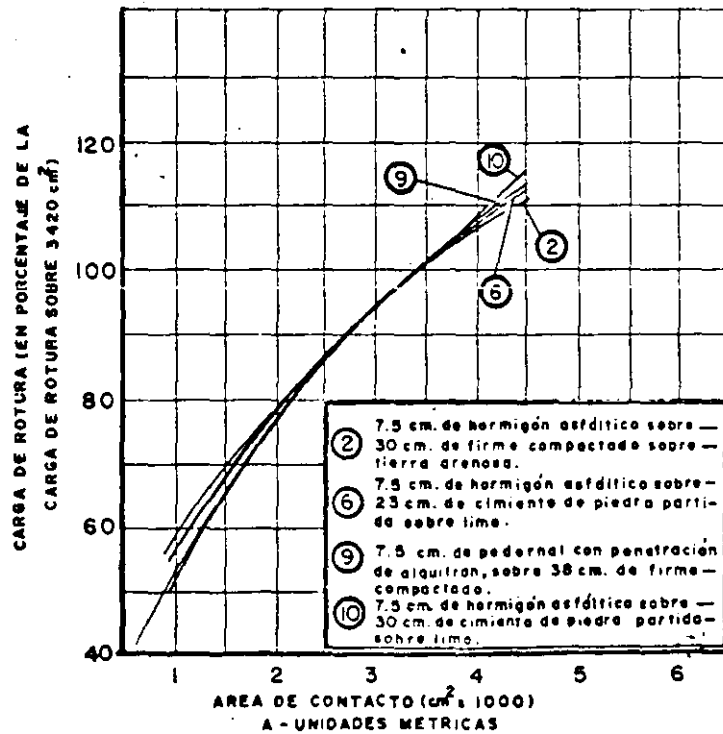


FIGURA 5-3.3 PAVIMENTOS FLEXIBLES

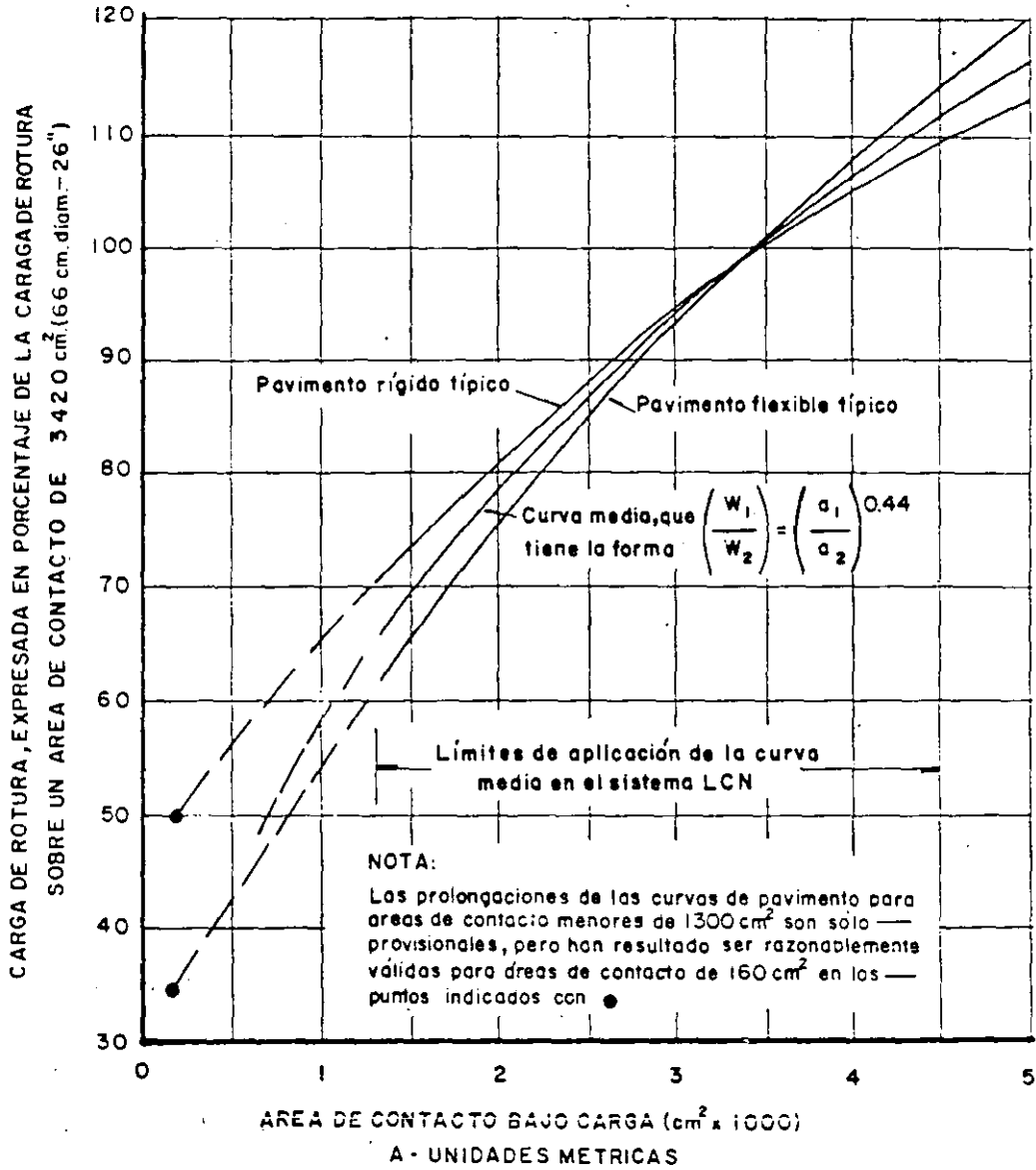


Fig. 5-3.4.-CURVAS DE RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO" PARA PAVIMENTOS TIPICOS

(OACI. 1965)

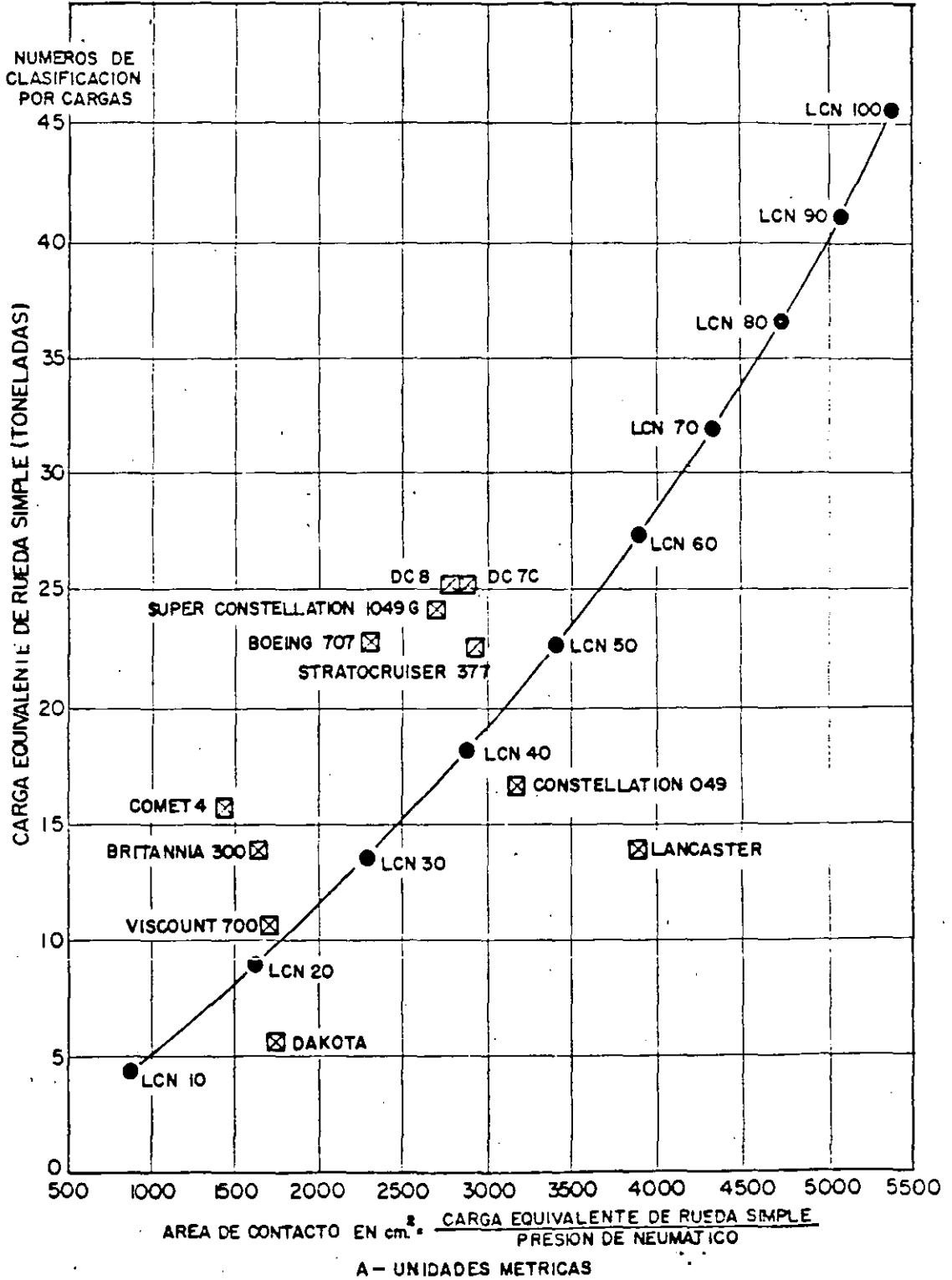
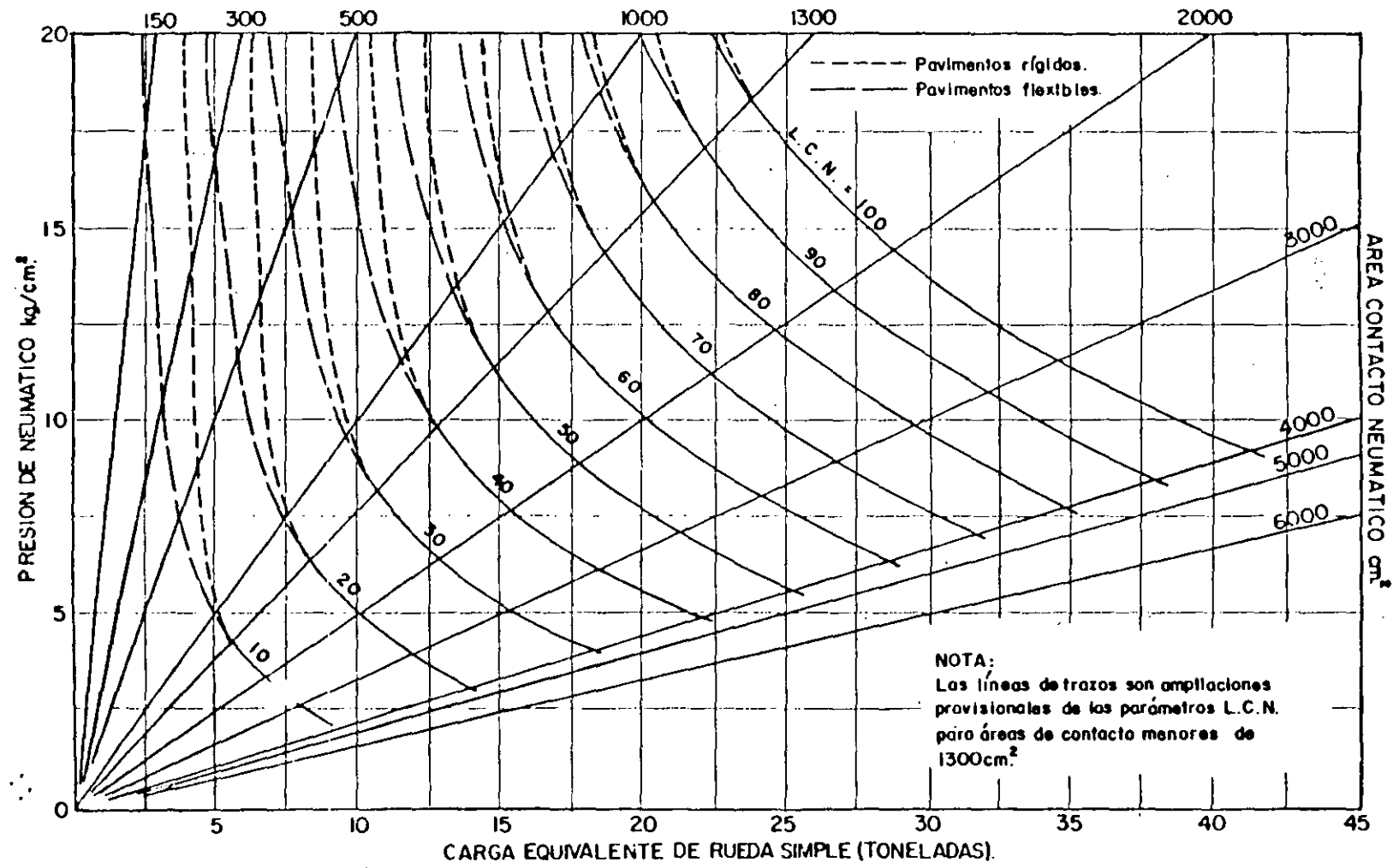


Fig.5-3-5 CURVA TIPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS.

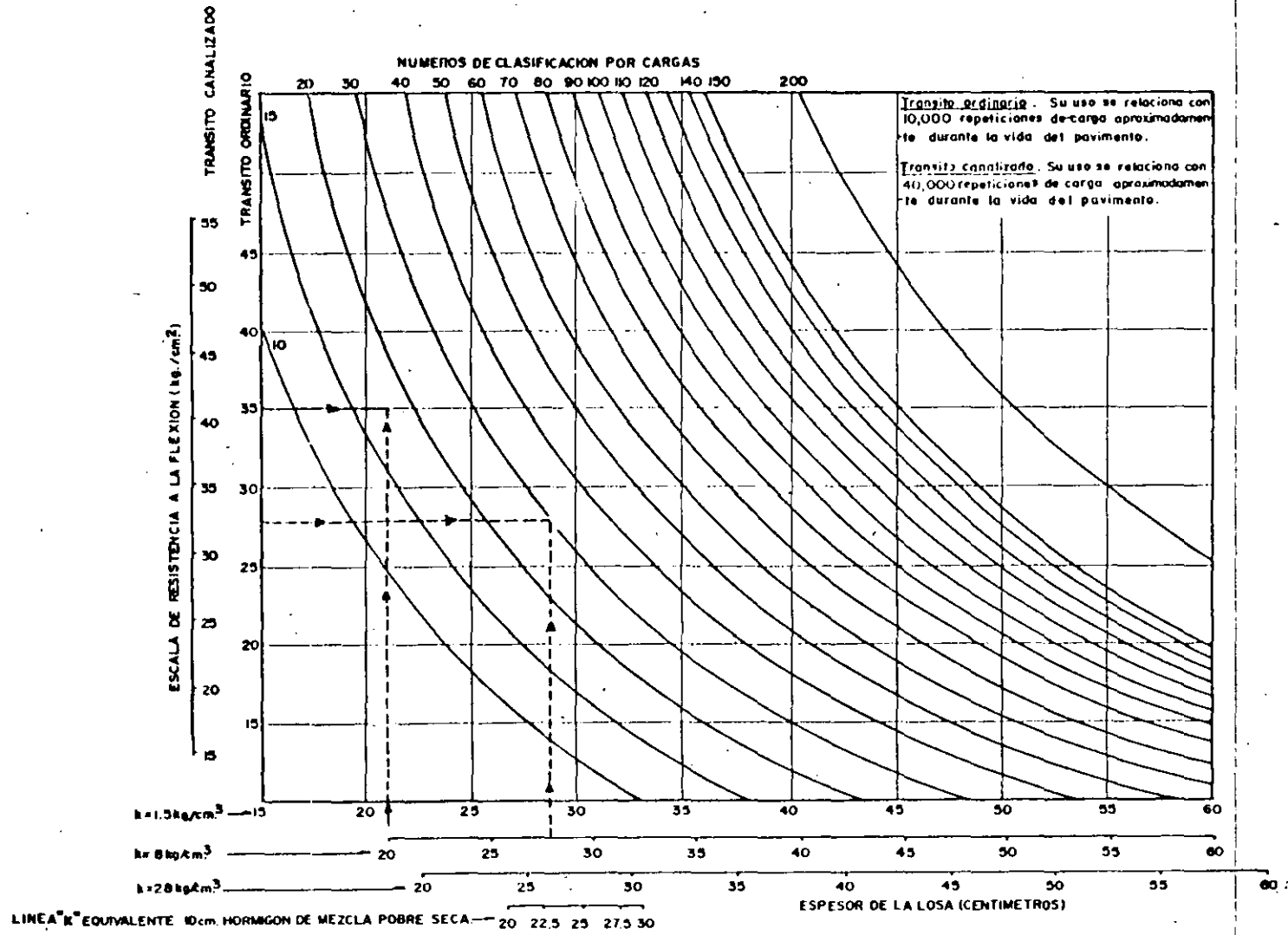
Tabla 5-3.1

<u>Carga de rueda</u>		<u>Presión de neumático</u>		<u>L.C.N.</u>
<u>lb</u>	<u>kg</u>	<u>P.s.i.</u>	<u>kg/cm2.</u>	
100,000	45,400	120	8.44	100
90,000	40,800	115	8.09	90
80,000	36,300	110	7.74	80
70,000	31,800	105	7.38	70
60,000	27,200	100	7.03	60
50,000	22,700	95	6.68	50
40,000	18,100	90	6.63	40
30,000	13,600	85	5.98	30
20,000	9,100	80	5.62	20
10,000	4,500	75	5.27	10



A-UNIDADES METRICAS.
NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA
LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO,
PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES.

Fig. 5.-3.6



A-UNIDADES METRICAS.

Fig.5-3-7 ABACO PARA EL CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS-LOSA UNICA. (OACI 1965)

COMPLEMENTO FIG. 5-3.7NOTAS SOBRE EL USO DEL ABACO

Las especificaciones generales del Ministerio del Aire exigen un mínimo de resistencia del hormigón de 24.6 kg/cm² a los 28 días. Esta resistencia mínima aumentará a 33 kg/cm² en un año.

Suponiendo que el pavimento tenga por lo menos unos cuantos meses antes de que se ponga en servicio, en todos los cálculos del Ministerio del Aire se usa una resistencia a la flexión de 31.6 kg/cm². - (Esta resistencia se obtiene teóricamente al cabo de 130 días).

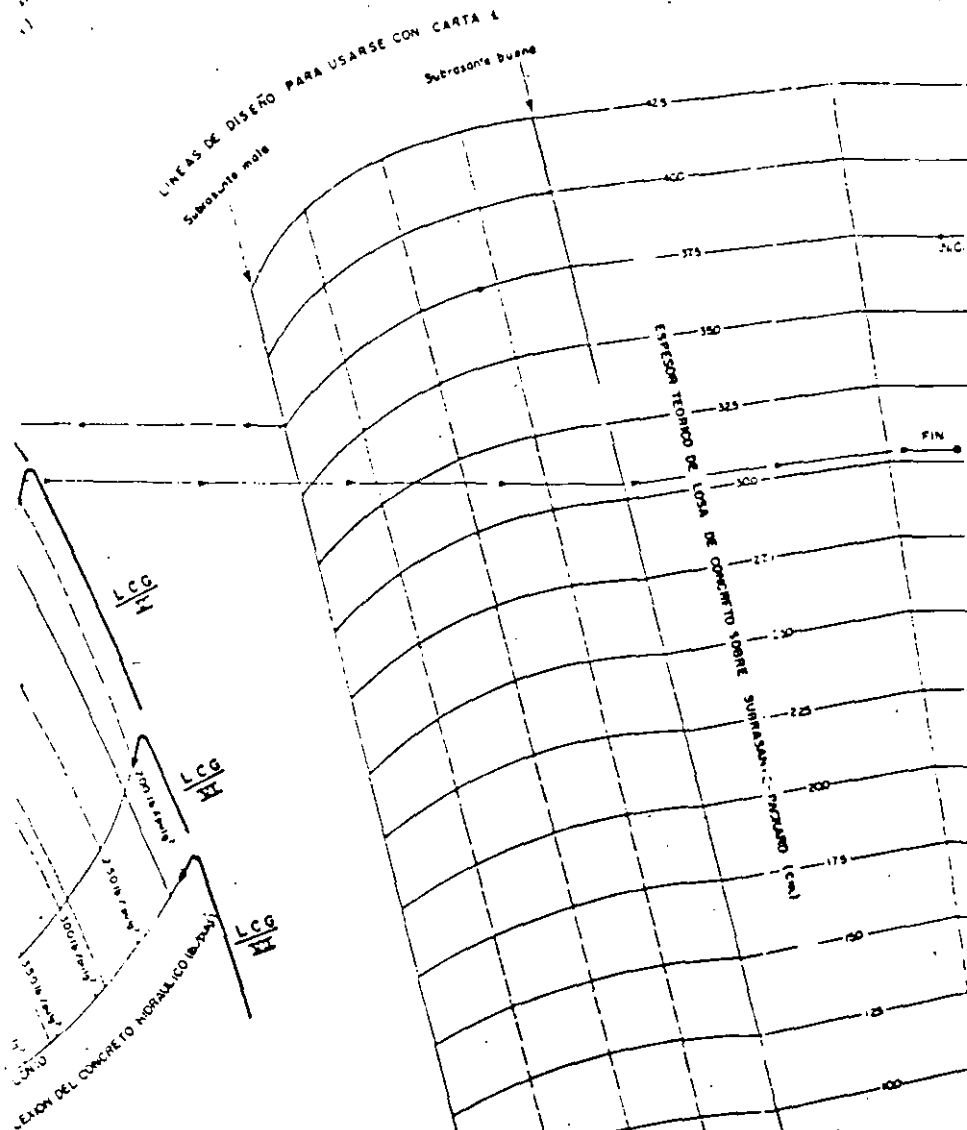
Con el uso, el envejecimiento del hormigón producirá un aumento de la resistencia a la flexión e introducirá un factor de seguridad en los pavimentos que después de algunos años, se acercará a 1.5, ya que la resistencia a la flexión del hormigón habrá llegado a 47.5 kg/cm² aproximadamente.

Durante la vida del pavimento se aplicarán cargas repetidas, pero siempre que esas cargas produzcan esfuerzos menores que la resistencia a la flexión del hormigón, se irá incrementando la resistencia del hormigón con el transcurso de los años. Con un factor de seguridad de 1.5, un pavimento podrá soportar unas 10,000 repeticiones de carga durante su vida y, en consecuencia, los cálculos para uso con tránsito normal se basan en este número de repeticiones de carga, si se requiere que la vida del pavimento sea tal que el número de repeticiones de carga que deba soportar aumente - de 10,000 a 40,000, la resistencia a la flexión que se use en cálculo original tendrá que incluir un factor de seguridad mayor de 1.5.

A base de pruebas presentadas por la Cement and Concrete Association de los Estados Unidos, el factor de seguridad correspondiente a 40,000 repeticiones de carga deberá ser de 1.8 aproximadamente.

Sobre esta base, la resistencia a la flexión que ha de usarse en el cálculo para 40,000 repeticiones de carga se ha ajustado de la que se requiere para 10,000 repeticiones de carga en la relación de 1.5 a 1.8 aproximadamente. (La resistencia a la flexión de 31.6 kg/cm² que se usa para 10,000 repeticiones de carga deberá reducirse a 27 kg/cm² para 40,000 repeticiones de carga).

PROMO
1.1. Carga de campo



EJEMPLO DE EVALUACION

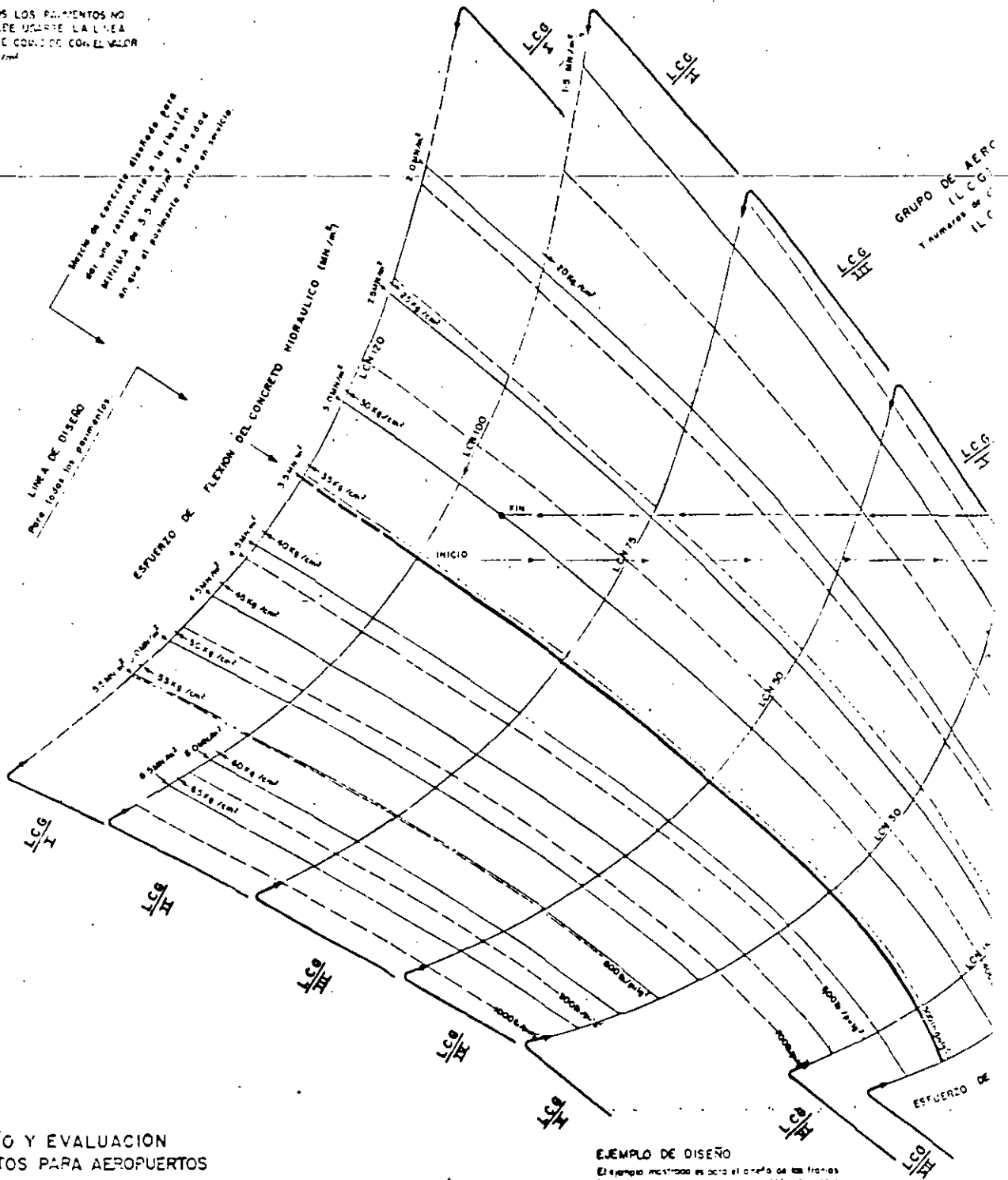
Este ejemplo muestra la evaluación de concreto hidráulico simple de 40 cm de espesor colocado sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm de espesor. Las cerchas de prueba indican que la resistencia mínima a la flexión es 30 MPa/m² la subrasante es mala (15 MN/m²/m). El punto final está dentro de la franja LCG II. El número de operaciones permisibles debe ser asignado en función de la posición relativa del punto final de evaluación con respecto a los límites de la franja LCG, de los cargos previstos y de algunos otros factores técnicos.

CARTA 1		
PAVIMENTOS RECOMENDADOS PARA AEROPUERTOS.		
RIGIDO cm	CONCRETO cm	ASBESTO cm
425	100	100
400	100	100
375	100	100
350	100	100
325	100	100
300	100	100
275	100	100
250	100	100
225	100	100
200	100	100
175	100	100
150	100	100
125	100	100
100	100	100
75	100	100
50	100	100

CARTA 2		
UNICAMENTE PARA LA EVALUACION DE PAVIMENTOS EXISTENTES.		
RIGIDO cm	ASBESTO cm	FLEXIBLE cm
550	100	100
500	100	100
450	100	100
400	100	100
350	100	100
300	100	100
250	100	100
200	100	100
150	100	100
100	100	100
75	100	100
50	100	100
25	100	100
10	100	100
5	100	100

- SIMBOLOGIA**
- PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO SIMPLE SIN BARRAS PASANTES.
 - PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO CON REFUERZO CONTINUO CON TRANSVERSALES.
 - CONCRETO POBRE (PLANILLA).
 - CARPETA ASFALTICA.
 - BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO, ASFALTO O ALOUTRAM.
 - BASE HIDRAULICA.

NOTA: PARA TODOS LOS PAVIMENTOS NO RIGIDOS, DEBE USARSE LA LINEA GRUESA QUE COINCIDE CON EL VALOR DE 35 MN/m².



DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS DE TIPO RIGIDO, MIXTO Y FLEXIBLE. (METODO LCG DEL REINO UNIDO 1971)

EJEMPLO DE DISEÑO

El ejemplo mostrado es para el diseño de las franjas longitudinales cercadas de las plataformas de inicio y plataformas de un aeropuerto perteneciente al grupo de aeródromo LCG III con su pavimento dimensionado sobre una buena subrasante (20% de capacidad óxigeno de LCN 5000. La construcción puede ser:

1. Concreto hidráulico de 15 cm colocado sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm.
2. Una capa asfáltica de 10 cm colocada sobre una capa de 10 cm de concreto hidráulico con refuerzo continuo colocado a su vez sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm.
3. Capeta asfáltica de 10 cm colocada sobre una base cementada de 20 cm extendida a su vez sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm, dependiendo de la superficie requerida y de la economía de la construcción.

Las franjas esteras de las pistas, calles de rodaje y plataformas para el mismo aeropuerto deben estar basadas en los requerimientos del LCG III.

4). - Proyecto de Método de Diseño para México. -

Con base en los estudios de evaluación de la resistencia de 17 diferentes pavimentos rígidos, correspondientes a nueve aeropuertos mexicanos en operación, en pruebas de laboratorio en losas a escala natural y, en los métodos de diseño de pavimentos de la Asociación del Cemento Portland (PCA) y de la Administración Federal de Aviación (FAA), se ha investigado un método factible de diseño de pavimentos rígidos específico para los aeropuertos de México.

La evaluación de la resistencia de los pavimentos se efectuó por medio de pruebas de placa utilizando el método de Número de Clasificación de Cargas (LCN). Con base en los resultados de eva-

luación se establecieron las curvas de comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México - (fig. 5-4.1). La curva 1 de la fig. 5-4.1 representa el comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México (fig. 5-4.1). La curva 1 de la fig. 5-4.1 representa el comportamiento esperado para los pavimentos que no vayan a estar sujetos a efectos de alabeo, o cuyo efecto sea prácticamente despreciable; esta situación se presenta cuando las diferencias diarias de temperatura ambiente entre el día y la noche son inferiores a los 10°C .

La curva 2 representa el comportamiento esperado para los pavimentos medianamente alabeados, situación que se presenta cuando las diferencias de temperatura ambiente arriba mencionadas, son del orden de 10 a 14°C . La curva 3, es una curva tentativa, establecida para pavimentos fuertemente alabeados, es decir, sujetos a diferencias de temperatura ambiente, entre el día y la noche, superiores a los 14°C .

También en la fig. 5-4.1 se encuentran dibujadas las curvas obtenidas por P. Fordyce y R.G.Packard, la curva utilizada por la PCA, y el área correspondiente al comportamiento de la losa que se está ensayando en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

En la tabla 5-4.1 se presentan los factores de seguridad recomendados para el diseño de pavimentos rígidos de concreto sim

ple en áreas críticas. Dichos factores de seguridad están en función del número de repeticiones equivalentes del avión crítico y de los gradientes de temperatura diaria ambiente que provocan alabeo.

En la tabla 5-4.2 se presentan los promedios del mes con mayor gradiente de temperatura ambiente diaria para varios lugares de la República. Dichas temperaturas son el promedio de mediciones efectuadas durante 20 a 30 años (según la localidad) por el Servicio Meteorológico Nacional.

El procedimiento recomendado para determinar el número de repeticiones de carga del avión de diseño equivalente consiste en dos pasos: primero, determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente, y segundo, determinar el número de "repeticiones" de dicho avión.

Para determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente se considera como el más adecuado el criterio de la Administración Federal de Aviación (FAA) de los Estados Unidos que considera que la relación entre los esfuerzos acumulados en el pavimento debidos a un número de repeticiones de una carga de rueda, comparada con otras cargas de rueda y sus correspondientes repeticiones, es una relación logarítmica:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/2}$$

en donde:

R_1 y R_2 = número de operaciones

P_1 y P_2 = carga por rueda

Se considera que el 95% del peso del avión lo toma el tren de aterrizaje principal. La ecuación anterior está limitada para grupos de aviones con la misma configuración de trenes de aterrizaje principal.

Cuando el tráfico incluya aviones con diferentes configuraciones de tren de aterrizaje (sencillo, doble y doble tandem) se utilizarán los siguientes factores:

Para convertir de	a	Multiplicar R por
rueda sencilla	ruedas dobles	0.80
rueda sencilla	doble tandem	0.50
rueda doble	doble tandem	0.60

Una vez determinado el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente el siguiente paso es determinar el número de "repeticiones" efectivas de dicho avión sobre el pavimento para lo cual se utilizará la tabla 5-4.3, propuesta por la PCA en su método de diseño. En dicha tabla se presentan los factores de repetición de cargas para los aviones más comunes utilizados para diseño.

En la fig. 5-4.2 se presenta una zonificación típica de pavimento rígido para un aeropuerto.

En las figs. 5-4.4 a 5-4.11 se presentan las gráficas de diseño de pavimentos para los aviones que más comunmente operan en México. Dichas gráficas están basadas en las de la PCA y están expresadas en unidades del sistema métrico decimal, aunque también tienen su referencia a unidades inglesas. Para determinar el espesor de la losa "h" necesario para áreas críticas (áreas de tráfico tipo "A": fig. 5-4.2) se utiliza el factor de seguridad obtenido de la tabla 3-4.1 y se aplica al módulo de ruptura del concreto que se haya escogido; de esta manera se obtiene el esfuerzo de trabajo del concreto a la tensión por flexión. Con este último valor se entra a la gráfica correspondiente al avión de diseño (fig. 5-4.4 a 5-4.11) localizando el punto en la escala vertical izquierda de la gráfica. A partir de este punto se traza una línea horizontal hasta intersectar con la línea diagonal correspondiente al valor de la carga por pierna del tren principal del avión de diseño. De este punto se traza una línea vertical (hacia arriba o hacia abajo) hasta intersectar con la curva correspondiente al valor de "k" de diseño. A partir de este último punto se traza una línea horizontal, para leer en la escala vertical derecha de la gráfica el espesor requerido de la losa. En la fig. 5-4.11 el procedimiento varía ligeramente y se muestra en la misma figura con las líneas a trazas.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de —

tráfico tipo "B" (fig. 5-4.2) se considera el 90 por ciento del espesor "h" de losa obtenido para áreas críticas.

(La PCA, el Cuerpo de Ingenieros, y la FAA, concuerdan sensiblemente con el valor adoptado en este proyecto de método).

El área de tráfico tipo "B" corresponde a la franja central de las pistas, que no vayan a ser utilizadas como rodajes, y a las salidas de alta velocidad, que no vayan a ser utilizadas como rodajes de entrada.

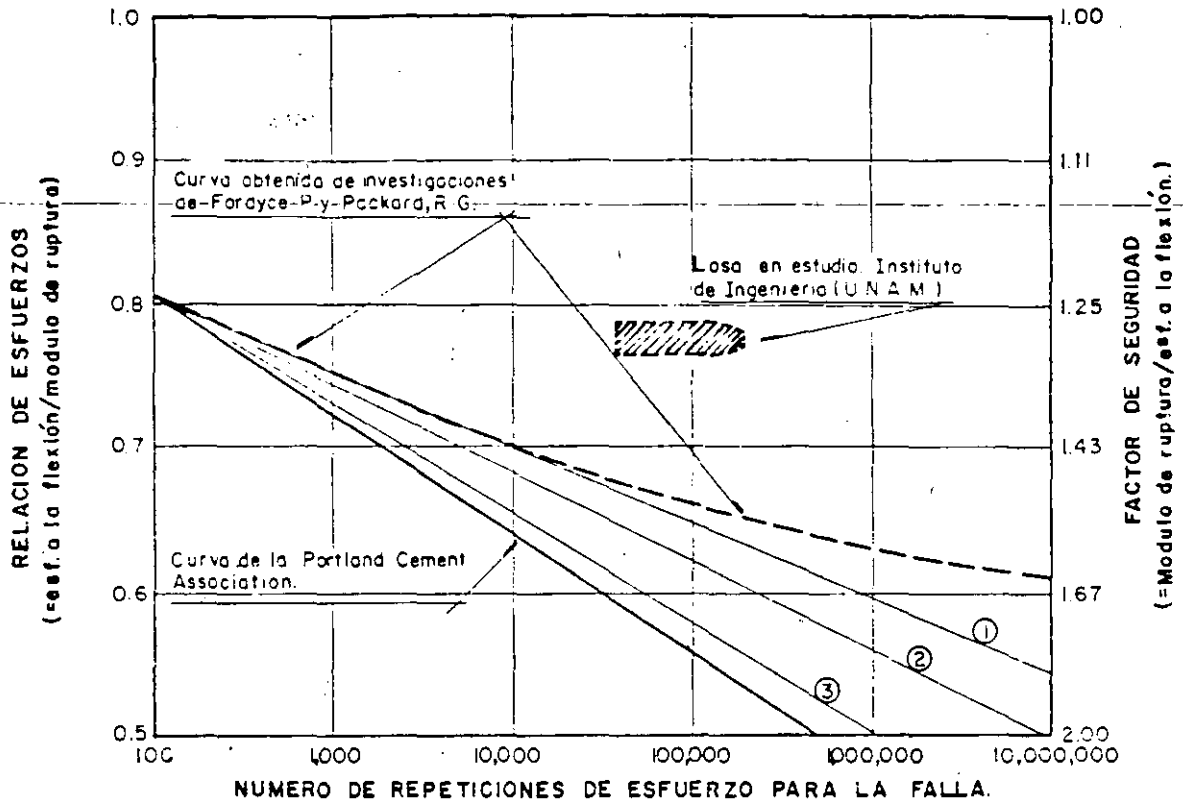
Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "C" (fig. 5-4.2) se considera el 70 por ciento del espesor "h" de losa obtenido para áreas críticas. (Este valor concuerda con el adoptado por la FAA, y con el adoptado, en forma indirecta, por el Cuerpo de Ingenieros. La PCA recomienda que este valor sea entre 75 y 80%). El área de tráfico tipo "C" — corresponde a las franjas de las orillas de la pista.

El ancho de franja sobre la pista, de las áreas de tráfico tipo "A", "B" y de las transiciones, dependerá de las características del equipo con que se cuente para la construcción del pavimento; sin embargo no deberán ser inferiores a lo indicado en la fig. 5-4.2.

Para determinar el espesor de losa necesario para pisos de hangares y rodajes de servicio, se utilizará la gráfica correspondiente al avión para el que se diseñe (figs. 5-4.4 a 5-4.11) pero tomando en consideración el peso real que tenga el avión (generalmente los aviones en estas zonas van sin carga). El factor de -

seguridad se estimará de la tabla 5-4.1.

Cuando un pavimento vaya a tener tráfico de aviones con trenes de aterrizaje complejos (B-747; DC-10-20; DC-10-30), el pavimento diseñado como se indicó anteriormente deberá ser revisado para este tráfico. Se utilizarán las figs. 5-4.4, 5-4.5 y 5-4.6 para determinar el espesor de losa en áreas críticas, la tabla 5-4.1 para factor de seguridad y la tabla 5-4.3 para el factor de repetición. Si el espesor obtenido en esta revisión es mayor que el obtenido en el diseño, se tomará este último para áreas críticas, y con base en éste se determinarán los espesores para las otras áreas de tráfico, como se indicó anteriormente.



CURVAS DE FATIGA PARA CONCRETO
SUJETO A ESFUERZOS DE FLEXION.

FIG. 5 - 4.1

NOTA:

(1),(2)y(3): Curvas propuestas

CURVA (1): Para diferencias de temperatura diarias menores a 10 °C .

CURVA (2): Para diferencias de temperatura diarias entre 10 y 14 °C .

CURVA (3): (Tentativa) Para diferencias de temperatura diarias de más de 14 °C .

TABLA-5-4-1

NUMERO DE REPETICIONES DE AVION CRITICO EQUIVALENTE	FACTOR DE SEGURIDAD RECOMENDADO PARA AREAS CRITICAS.		
	Diferencia de temperatura ambiente entre la madrugada y el medio día.		
	MENOS DE 10°C	DE 10 A 14°	MAS DE 14°C (*)
Hasta 6,000	1.40	1.44	1.49
10,000	1.42	1.46	1.53
15,000	1.44	1.48	1.56
22,000	1.46	1.50	1.59
30,000	1.48	1.525	1.62
45,000	1.50	1.55	1.65
60,000	1.52	1.575	1.68
90,000	1.54	1.60	1.71
140,000	1.56	1.625	1.75
200,000	1.58	1.65	1.795
300,000	1.60	1.68	1.84
700,000	1.65	1.75	1.94
1'600,000	1.70	1.82	2.00
3'000,000	1.75	1.87	2.00
7'000,000	1.80	1.96	2.00

(*) VALORES TENTATIVOS.

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
 DEPARTAMENTO TECNICO
 OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
 ING. FCO FDO. RODARTE L.
 REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
 FORMO: F.F.R.L.

5.4-10

TABLA-5 -4-2

180

GRADIENTES MAXIMOS DE TEMPERATURA.

(Promedio mensual)

LOCALIDAD	GRADIENTE PROM. EN EL MES DE MAYOR VARIACION DE TEMP. (°C)	M E S
ACAPULCO, GRO.	8.7	FEBRERO
CAMPECHE, CAMP.	8.9	MARZO y ABRIL
COZUMEL, Q.R.	9.6	MARZO y ABRIL
CHIHUAHUA, CHIH.	16.8	MARZO
GUADALAJARA JAL.	18.7	MARZO
HERMOSILLO, SON.	18.1	MAYO
JUAREZ, CHIH.	19.2	MAYO
LA PAZ, B.C.	15.8	MAYO
MAZATLAN, SIN.	6.2	ABRIL
MERIDA, YUC.	12.1	ABRIL
MEXICALI, B.C.	20.2	JUNIO
MEXICO, (TEXCOCO)	20.9	FEBRERO
MONTERREY N.L.	12.5	MARZO
OAXACA, OAX.	19.9	FEBRERO
PUERTO VALLARTA, JAL.	13.2	FEBRERO MARZO y ABRIL.
REYNOSA, TAMPS.	12.7	FEBRERO
SAN LUIS POTOSI, S.L.P.	18.0	ABRIL
TAMPICO, TAMPS.	8.5	DICIEMBRE y ENERO
TAPACHULA, CHIS.	14.9	FEBRERO
TIJUANA, B.C.	14.0	DICIEMBRE
TORREON, COAH.	22.8	MAYO
VERACRUZ, VER.	7.0	AGOSTO
VILLA HERMOSA, TAB.	13.1	MAYO

5.4-11

FACTORES DE REPETICION DE CARGAS PARA ALGUNOS AVIONES.

181

AVION	FACTOR DE REPETICION DE CARGA (Valores tentativos)			
	CALLE DE RODAJE		PISTA	
	$\sigma = 61 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 122 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 244 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 488 \text{ cm.}^{(1)}$
DC-3	0.12	0.07	0.05	0.03
B-727	0.41	0.23	0.13	0.09
DC-8 y B-707	0.83	0.46	0.25	0.17
B-747	0.58	0.38	0.33	0.28
DC-10-10 y L-1011	0.57	0.40	0.22	0.12
CONCORDE	0.83	0.44	0.23	0.15

TABLA 5 - 4 - 3 a

NOTAS:

(1) σ = Desviación estandar de la curva de distribución normal que representa la distribución del tráfico de aviones en el sentido transversal.

La relacion entre el ancho de tráfico "T" tal como lo define el Cuerpo Ingenieros al establecer el concepto de "Cubrimiento", y la desviación estandar

$$\text{es: } \sigma = \frac{(0.88) T}{2}$$

(2) La PCA recomienda _____ que para efectos de diseño se tome $\sigma = 61 \text{ cm.}$


para calles de rodaje y $\sigma = 488 \text{ cm.}$ para pistas; con base en lo observado por N.C. Yang. _____ se recomienda en el presente estudio lo siguiente :

$\sigma = 61 \text{ cm.}$ para pavimentos de calles de rodaje que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 122 \text{ cm.}$ para pavimentos de calles de rodaje normales.

$\sigma = 244 \text{ cm.}$ para pavimentos de pistas que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 488 \text{ cm.}$ para pavimentos de pistas normales.

	DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS	V.Bo EL JEFE DE LA OFICINA
	DEPARTAMENTO TECNICO	ING. FCO. FDO. RODARTE L.
	OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	REVISOR: J. SECC ING. R. DAMIAN G. FORMO: F. F. R. L.

5.4-12

FACTORES DE REPETICION DE CARGA PARA ANCHOS DE BANDA QUE INCLUYEN EL 98% DE LAS OPERACIONES.

(N.C. Yang) (adaptado por F. Rodarte)

Tabla 5-4-3 b

AVION	FACTOR DE REPETICION DE CARGA							
	CALLE DE RODAJE				P I S T A			
	Banda A		Banda B		Banda C		Banda D	
	2.7m*	3.7m.	4.9m.*	6.1m.	6.1m.*	7.6m.	12.2m*	13.7m.
B-727	0.62	0.53	0.45	0.36	0.36	0.30	0.20	0.16
B-707	0.70	0.58	0.50	0.45	0.45	0.38	0.28	0.26
DC-8-63	1.00	0.86	0.70	0.58	0.58	0.50	0.32	0.28
B-747	0.63	0.50	0.45	0.40	0.40	0.38	0.38	0.38
DC-10-10	0.92	0.78	0.69	0.62	0.62	0.56	0.46	0.46
L-1011	1.10	0.96	0.84	0.75	0.75	0.65	0.46	0.42

* Valor correspondiente a ancho medio de banda.

Banda A : Calles de rodaje con luces de eje. Ancho de banda = 1.80 a 3.70 m.

Banda B : Calles de rodaje normales. Ancho de banda = 3.70 a 6.10 m.

Banda C : Pistas con luces de eje. Ancho de banda = 4.60 a 7.60 m.

Banda D : Pistas normales. Ancho de banda = 10.70 a 13.70 m.

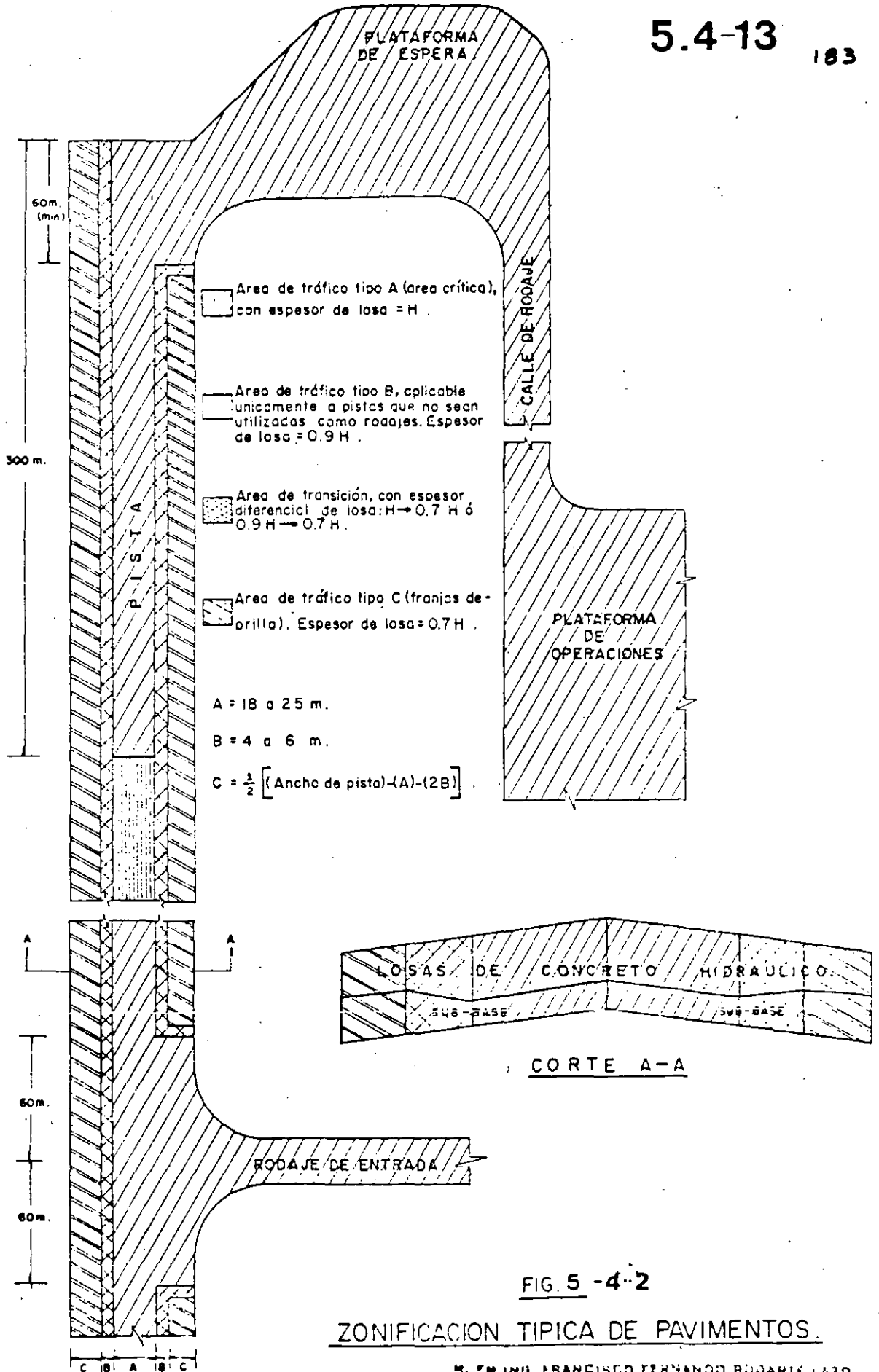


FIG. 5 -4-2

ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS.


TABLA 5-4-4 VALORES DE RADIO DE RIGIDEZ RELATIVA λ en cm.

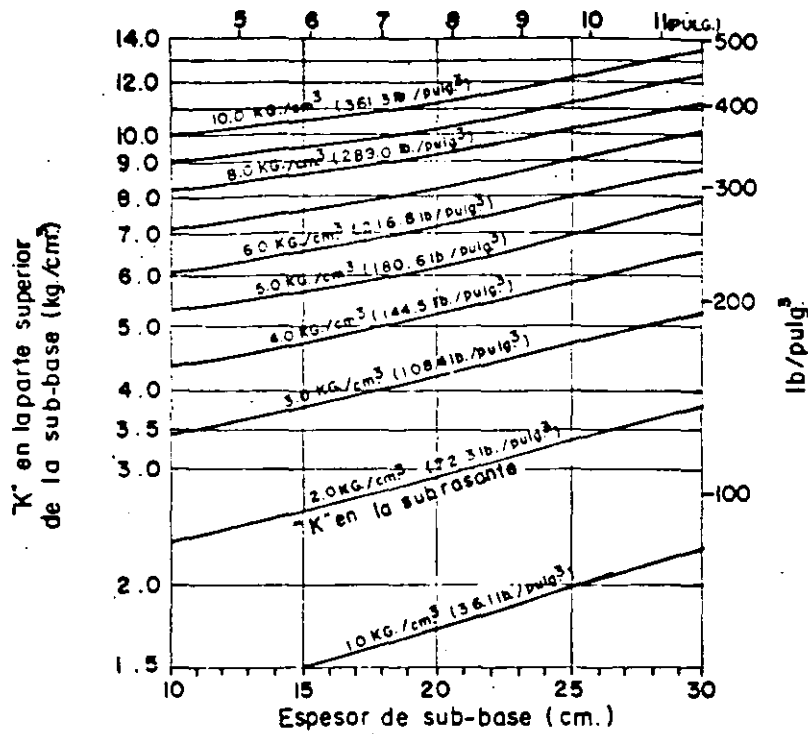
ESPESOR DE LOSA (cm.)	K=1.5 (Kg/cm ³)	K=2	K=4	K=6	K=8	K=10	K=12	K=14
18	95.41	88.79	74.66	67.46	62.78	59.38	56.73	54.59
19	99.35	92.46	77.75	70.26	65.38	61.83	59.08	56.85
20	103.25	96.09	80.80	73.01	67.95	64.26	61.40	59.07
21	107.10	99.67	83.81	75.73	70.48	66.65	63.68	61.28
22	110.91	103.21	86.79	78.42	72.98	69.02	65.95	63.45
23	114.67	106.71	89.73	81.08	75.45	71.36	68.18	65.60
24	118.38	110.17	92.64	83.71	77.90	73.67	70.39	67.73
25	122.07	113.59	95.52	86.31	80.32	75.96	72.58	69.84
26	125.71	116.99	98.37	88.89	82.72	78.23	74.75	71.92
27	129.32	120.34	101.20	91.44	85.10	80.48	76.89	73.99
28	132.89	123.67	104.00	93.97	87.45	82.70	79.02	76.03
29	136.44	126.97	106.77	96.48	89.78	84.91	81.13	78.06
30	139.95	130.24	109.52	98.96	92.09	87.10	83.22	80.07
31	143.44	133.48	112.25	101.42	94.39	89.26	85.29	82.06
32	146.89	136.70	114.95	103.87	96.66	91.42	87.34	84.04
33	150.32	139.89	117.63	106.29	98.92	93.55	89.38	86.00
34	153.72	143.06	120.30	108.70	101.16	95.67	91.41	87.95
35	157.10	146.20	122.94	111.09	103.38	97.77	93.41	89.88
36	160.46	149.32	125.57	113.46	105.59	99.86	95.41	91.80

5.4-14

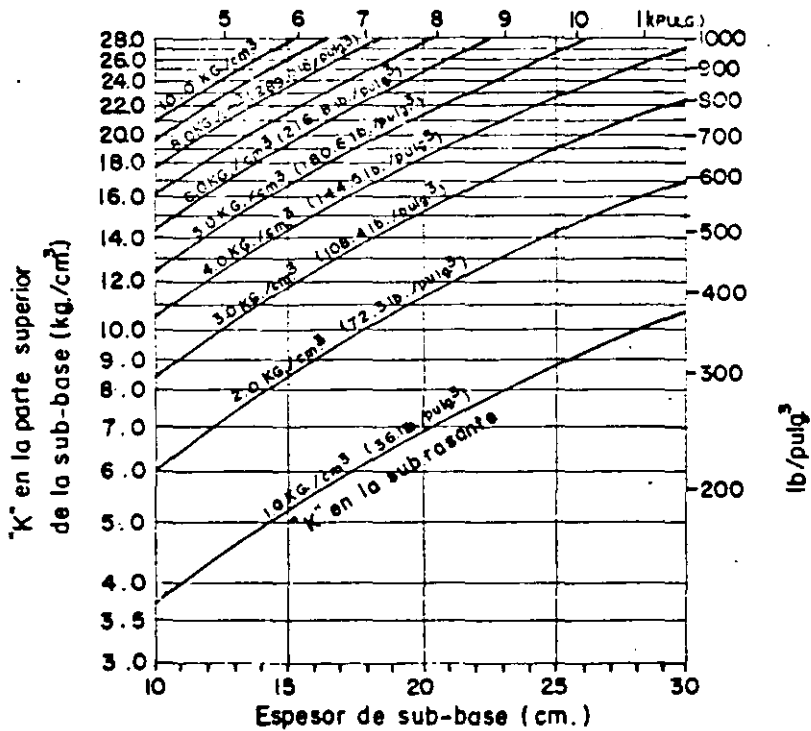
(*) VALORES CALCULADOS PARA E = 250,000 Kg/cm² y $\mu = 0.15$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}} = 12.0826 \sqrt[4]{\frac{h^3}{K}}$$

 DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS DEPARTAMENTO TÉCNICO OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	VoBo EL JEFE DE LA OFICINA ING. FCO. FDO. RODARTE L.
	REVISOR: J. SECC. ING. R. DAMIAN G. FORMO: F. F. R.



A) EFECTO DE LA SUB-BASE HIDRAULICA EN LOS VALORES DE "K"



B) EFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO EN LOS VALORES DE "K"

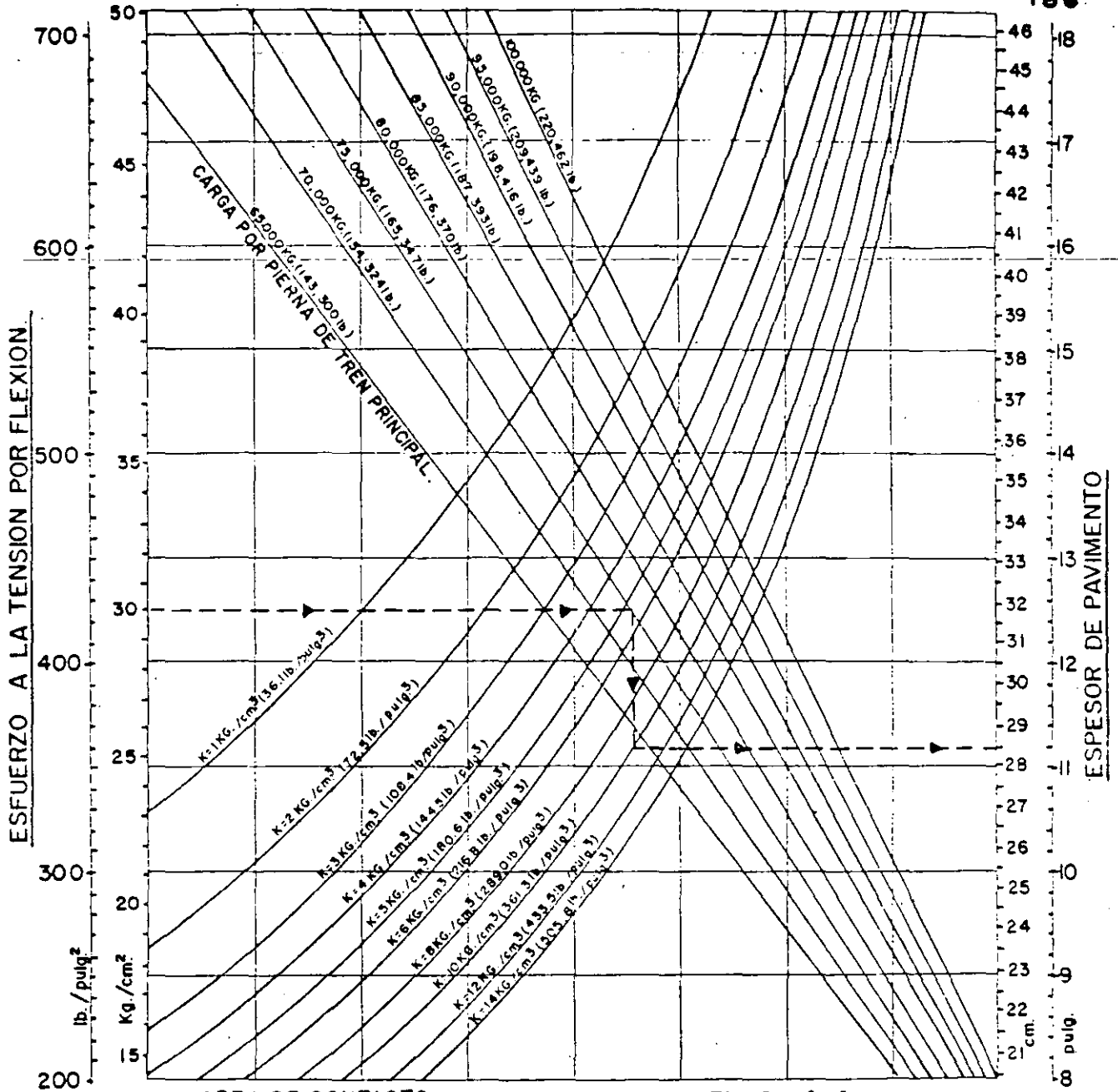
FUENTE:
PORTLAND CEMENT
ASSOCIATION. 1973

Fig. 5-4-3



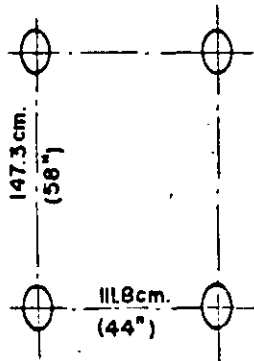
DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VOBO EL JEFE DE LA OFICINA
ING. FCO. FDO. RODARTE I.
REVISOR: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
FORMO: HECTOR GARCIA ANGULO

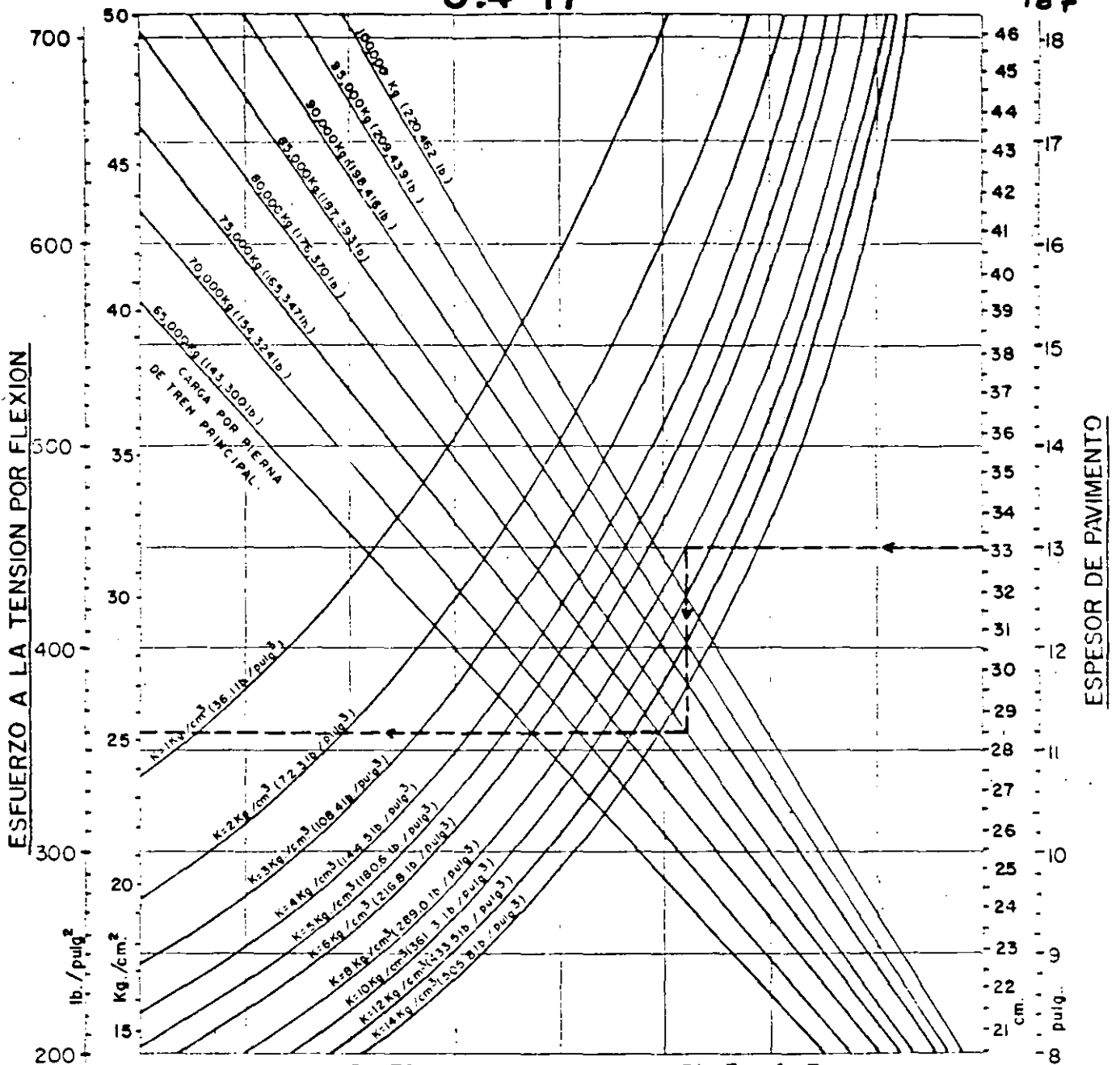


AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,316.1cm² (204 pulg²)

Fig 5 - 4 - 4



AVION: BOEING B-747
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tandem.
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1638.7cm² (254 pulg²)

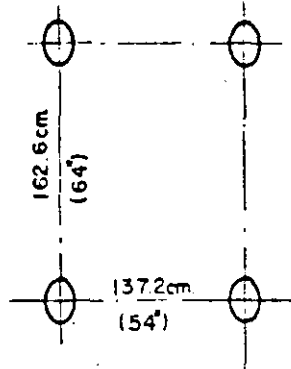


Fig. 5 - 4 - 5

AVION: Mc.DONNELL-DOUGLAS DC-10

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem.

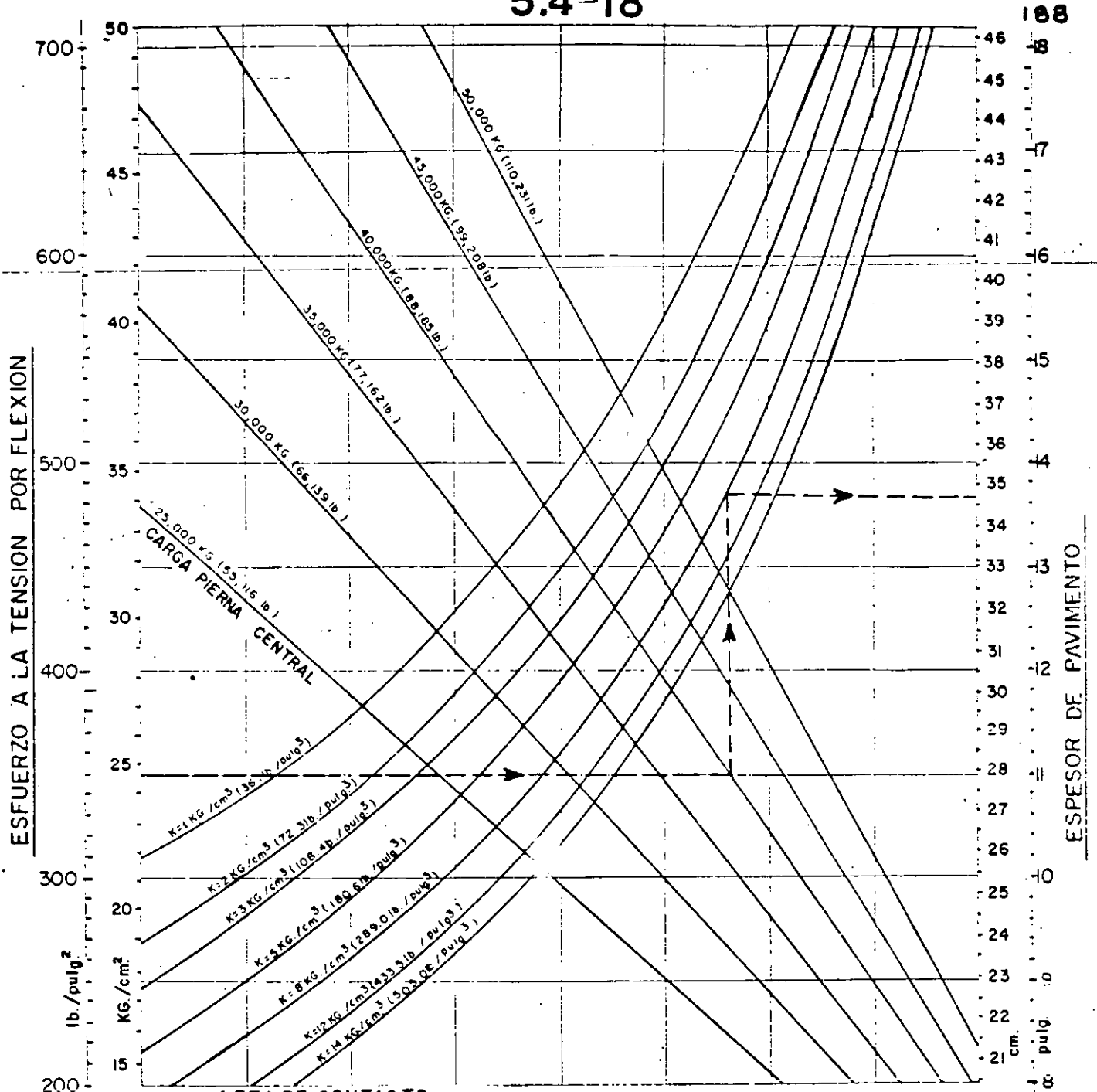
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

Por EL JEFE DE LA OFICINA
ING. FCO. FERNANDO RODARTE L.
REVISOR: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
FORMO: F.F.R.L.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,780.6cm.² (276 pulg.²)

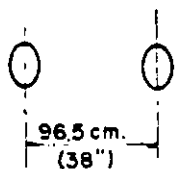


Fig. 5 -4-6

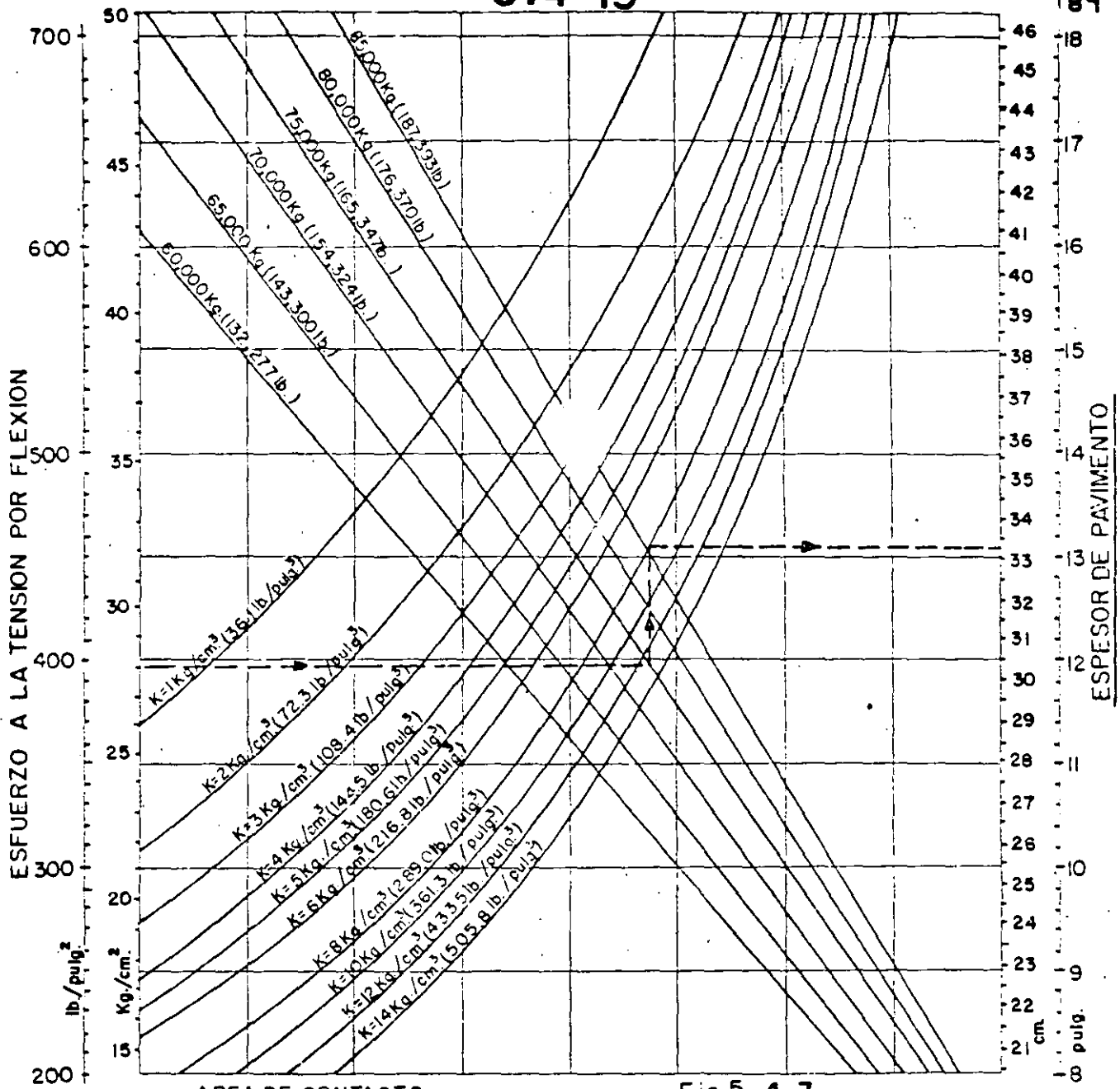
AVION: Mc DONNELL-DOUGLAS DC-10
(Series 20y 30, solo para la pierna central.)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna central: Ruedas dobles.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,4194 cm.² (220 pulg.²)

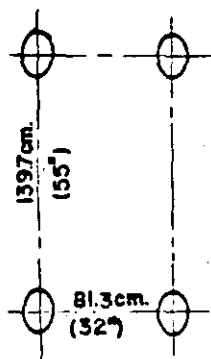


Fig. 5-4-7

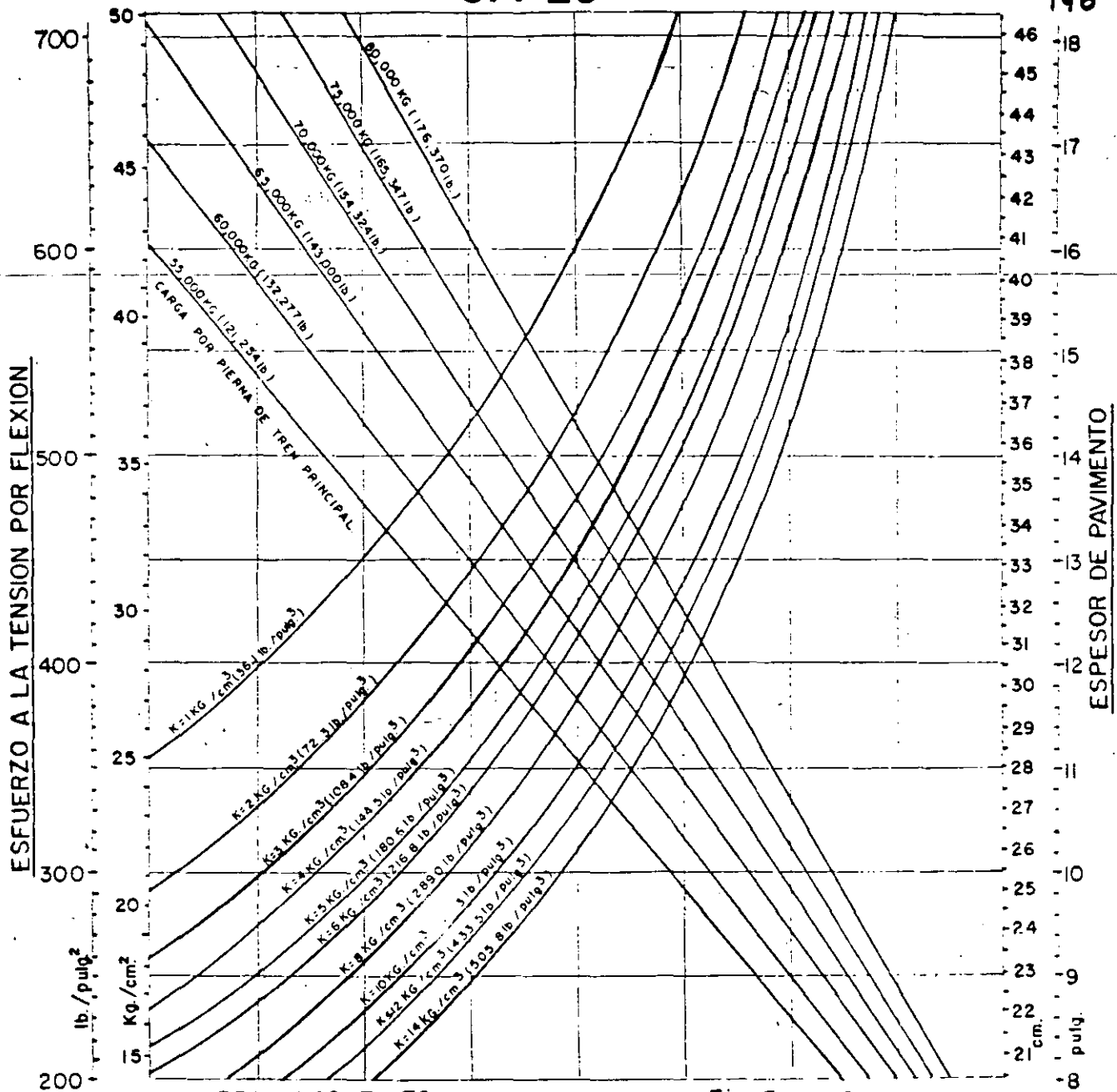
AVION: Mc DONNELL-DOUGLAS DC-8 (Modelos 62,63)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,3484 cm² (209 pulg.²)

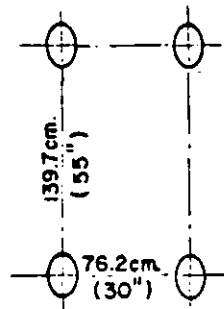


Fig. 5 - 4 - 8

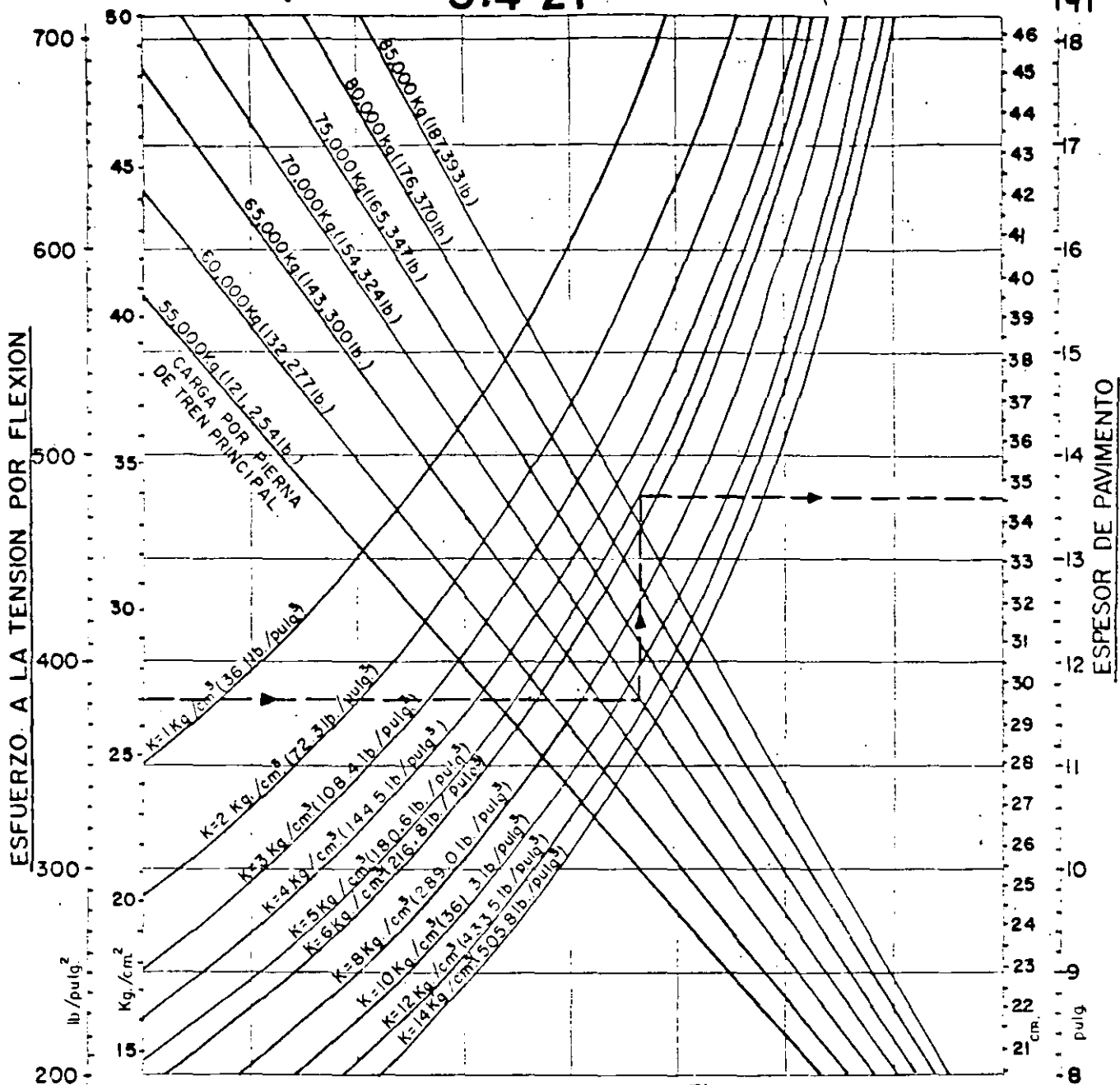
AVION: Mc DONNELL - DOUGLAS DC-8 (MODELOS 55, 61, 62)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tándem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,406.4 cm² (218 pulg.²)

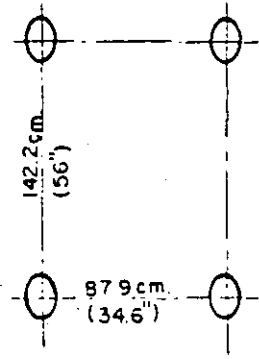


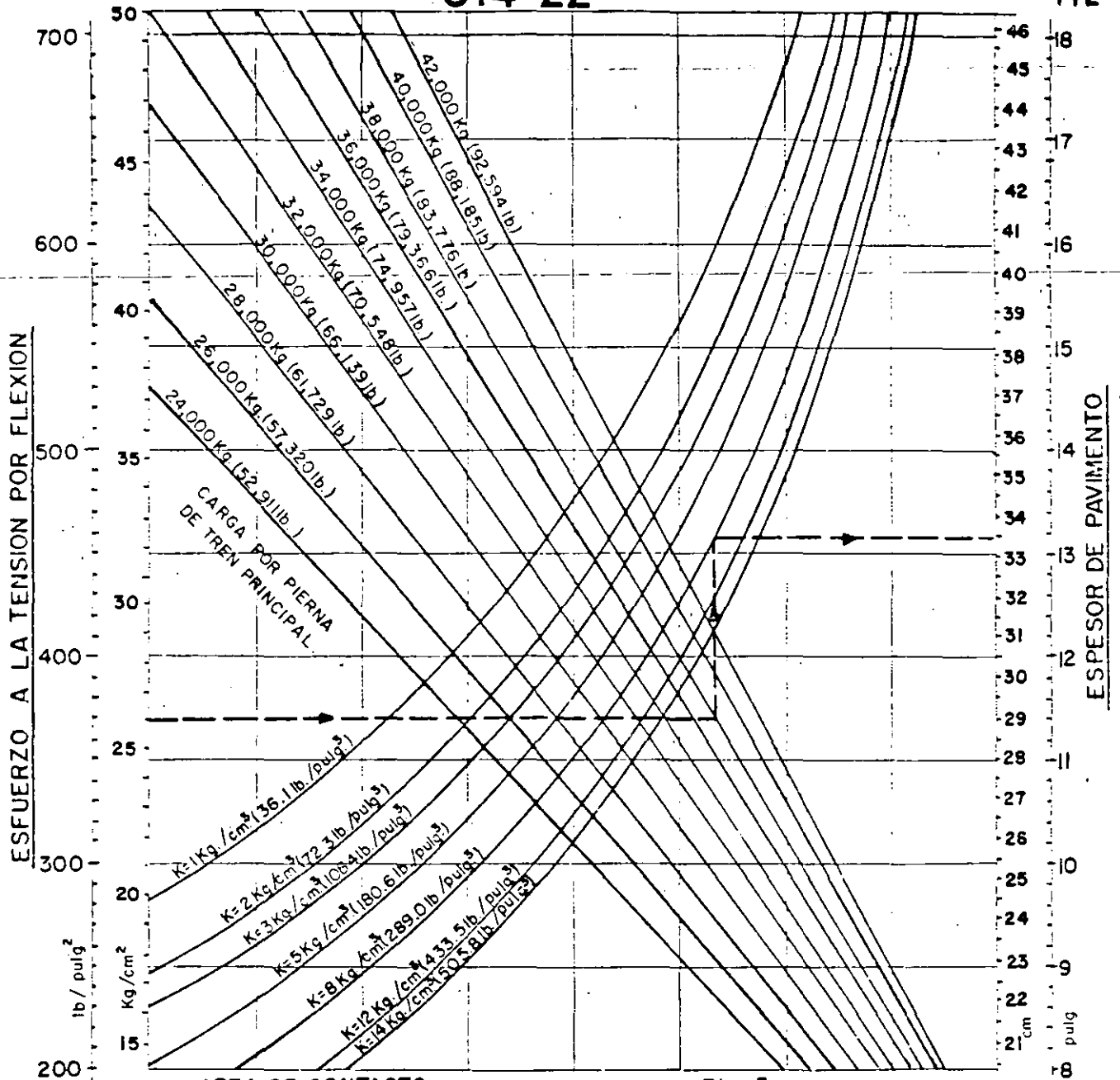
Fig. 5-4-9
AVION: BOEING B-707
 (MODELOS 320B Y 320C)

GRAFICA PARA DISENO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,529.0cm² (237 pulg²)

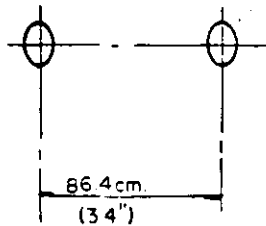


Fig. 5 4-10

AVION: BOEING B-727
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Ruedas dobles.
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoSo EL JEFE DE LA OFICINA
ING. FCO. FERNANDO RODARTE L.
REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
FORMO: F. F. R. L.

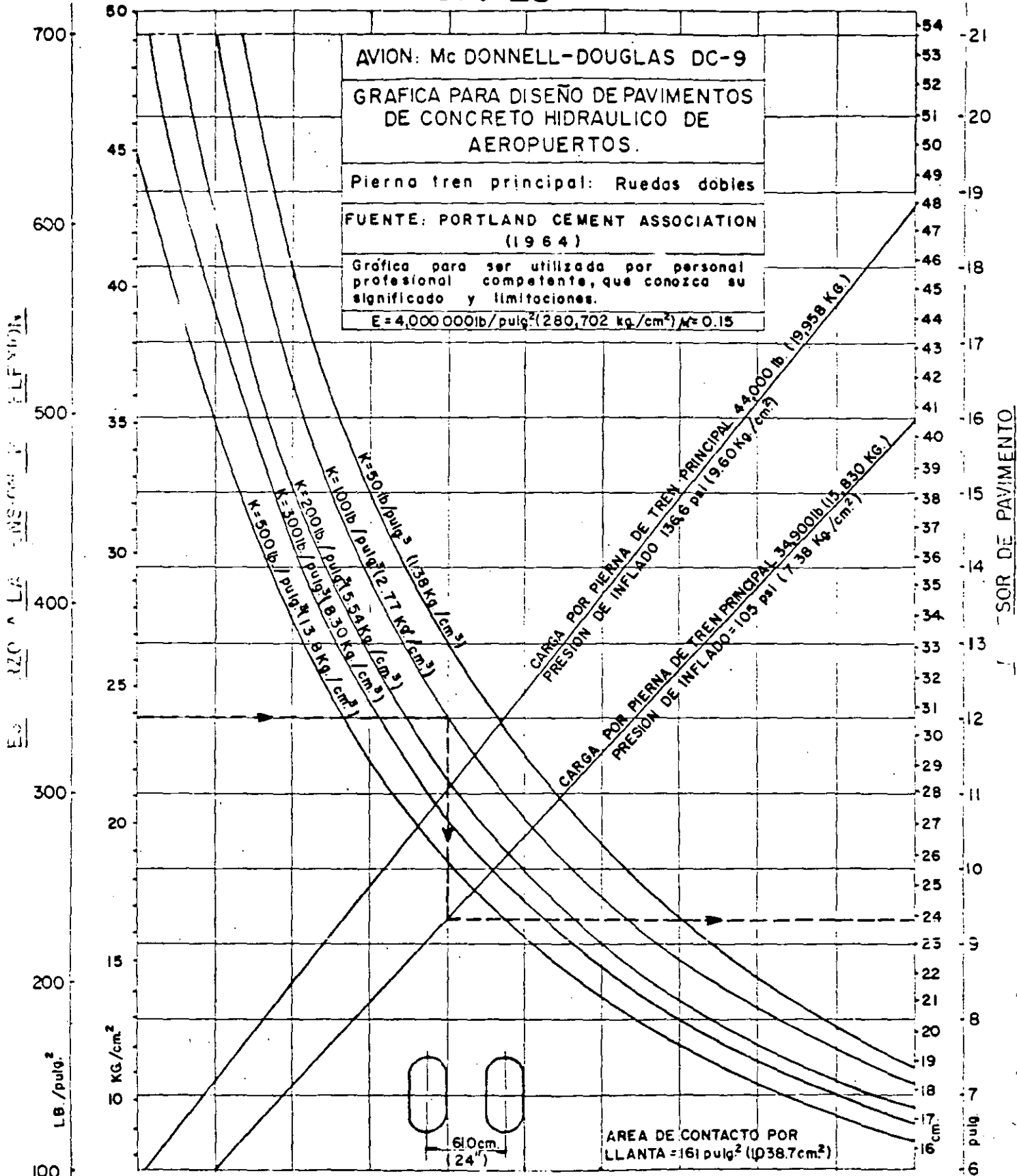


Fig. 5-4-11

b). - VIGA BENKELMAN. METODO DE DEFLEXION RECUPERADA. -

Este método consiste en la determinación de la deflexión recuperada, cuando se remueve una carga estandarizada del pavimento flexible en estudio.

La utilización de este método está limitada a pavimentos flexibles con espesores inferiores a 50 cm (20"), ya que en mayores espesores pierde aproximación.

El equipo de prueba consiste en una Viga Benkelman y un camión lastrado cuyo eje trasero pese 8.2 tons. (18,000 lbs), distribuido uniformemente en dos pares de ruedas, las cuales deberán tener una separación mínima de 5 cm (2"); las llantas deberán ser de 10 x 20 infladas a una presión de 5.6 kg/cm². (80 lbs/pulg²).

La viga Benkelman consiste de una parte fija y una viga móvil - La parte fija descansa en el pavimento apoyada en tres patas - ajustables. La viga móvil se acopla a la parte fija por medio - de un gozne; uno de sus extremos (punta de prueba) permanece en contacto con el pavimento en el punto por probar; el otro extremo está en contacto con un micrómetro que señala cualquier movimiento vertical del punto de prueba.

La parte fija está equipada con un vibrador para reducir al mínimo la fricción de las partes móviles durante la prueba.

El procedimiento de prueba consiste en centrar uno de los pares de ruedas del camión sobre el punto a probar; se inserta el deflec

tor (punta de prueba) de la viga Benkelman entre las ruedas, colocándose sobre el punto seleccionado de prueba. Se quita el seguro de la viga y se ajustan los apoyos para permi-tir un desplazamiento en el micrómetro de 1.27 cm (0.5 pulg) se acciona el vibrador de la viga y se registra la lectura inicial en el micrómetro. Inmediatamente se mueve el camión lentamente cuando menos a una distancia de 9 mts. (30 pies). Se registra la lectura del micrómetro cuando se estabilice. Se mide la temperatura del pavimento.

La deflexión recuperada total del pavimento es el doble del - movimiento del micrómetro durante la prueba (dos a uno es la relación usual de la viga Benkelman, sin embargo, algunos - modelos pueden estar contruidos con una relación diferente).

EJEMPLO DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE

POR EL METODO DE LA FAA.

Se diseñarán los pavimentos de áreas operacionales de un Aeropuerto cuyo tráfico previsto es el siguiente:

A V I O N	TREN DE ATERRIZAJE	TRAFICO PREVISTO (No. de salidas anuales).	MAXIMO PESO DE DESPEGUE (lb)	GRAFICA (a utilizar)	ESPESOR DE PAVIMENTO * (individual)(pulg)
B-727-100	RUEDAS DOBLES	3,760	160,000	3-2.10	37
B-727-200	RUEDAS DOBLES	9,080	190,500	3-2.10	44 **
B-707-320 B	DOBLE TANDEM	1,050	327,000	3-2.11	41
DC-9-30	RUEDAS DOBLES	5,800	108,000	3-2.10	30
CV-880	DOBLE TANDEM	400	184,500	3-2.11	30
B-727-200	RUEDAS DOBLES	2,650	115,500	3-2.10	39
L-1011-10C	DOBLE TANDEM	1,110	450,000	3-2.16	43
B-747-100	DOS DOBLE TANDEM	85	700,000	3-2.12	43

* Las pruebas realizadas a los suelos que constituirán la subrasante han hecho determinar un CBR = 5%.

** El avión que requiere mayor espesor de pavimento es el B-727-200 (con 9,080 salidas anuales y 190,500 lb de peso), por lo tanto ese será el avión de Proyecto.

El avión de proyecto, en este caso el B-727-200, tiene tren de aterrizaje con ruedas dobles en cada pierna (del tren principal); los demás aviones del tráfico previsto se deberán convertir a ruedas dobles utilizando los factores indicados en la tabla de la página 3.2-5.

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

A continuación se convierte el tráfico previsto a salidas equivalentes anuales de B-727-200 (avión de proyecto) utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

en donde $W_1 = 45,240 \text{ lb}$ (carga por rueda del avión de proyecto):

Se considera que el 95% del peso del avión lo carga el tren de aterrizaje principal.

$$\text{Carga por rueda del B-727-200} = \frac{190,500 \text{ lb} (0.95)}{2 \text{ piernas (2 ruedas)}} = 45,240 \text{ lb}$$

A V I O N	FACTOR (Pag.3.2-5)	Num de salidas de Ruedas Dobles (R_2)	Carga por Rueda (lb) (W_2)	Num de salidas equivalentes anuales del avión de Proyecto. (R_1)
B-727-100	1.0	3,760	38,000	1,891
B-727-200	1.0	9,080	45,240	9,080
B-707-320 B	1.7	1,785	38,830	1,029
DC-9-30	1.0	5,800	25,650	682
CV-880	1.7	680	21,910	94
B-737-200	1.0	2,650	27,430	463
L-1011-100	1.7	1,887	35,625 (1)	807
B-747-100	1.7	145	35,625 (1)	83
T O T A L				14,129

- (1) Para aviones tipo Jumbo (B-747, L-1011, DC-10); la FAA indica que la carga por rueda, para efectos de cálculo de número de salidas anuales, se toma la de un avión con ruedas en doble tándem y peso máximo de 300,000 lb.

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

Las densidades del suelo natural (expresadas como por ciento respecto de la máxima densidad a la humedad óptima) determinadas a diferentes profundidades son:

Profundidad respecto al nivel del terreno natural	Profundidad respecto al nivel de la subrasante	Densidad en el lugar (% de compactación)
1 pie	2"	70 %
2 pies	14"	84 %
3 pies	26"	86 %
4 pies	38"	90 %
5 pies	50"	93 %

- Los suelos son no cohesivos.
- De la figura 3-2-20 (página 3.2-22) los requerimientos de la compactación son: (para avión c/ruedas dobles y peso de 190,500 lb: B-727-200)

Profundidad respecto al nivel de la subrasante terminada	Por ciento de Compactación mínimo requerido	S R	
21"	100 %	100 %	21"
36"	95 %	95 %	15"
52"	90 %	90 %	16"

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

Determinación de los espesores de pavimento.-

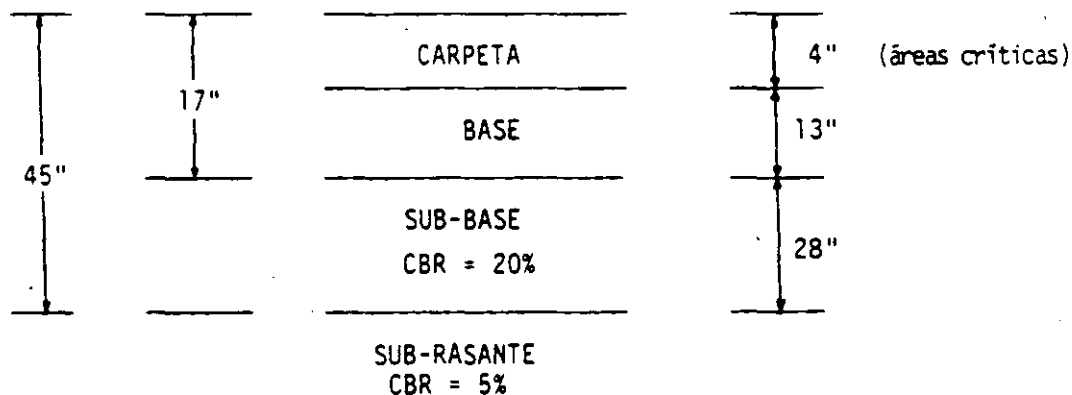
CBR (subrasante) = 5 % Peso total avión proy. = 190,500 lb
 CBR (sub-base) = 20 % N° salidas equivalentes anuales = 14,000

- De figura 3.2-10 (página 3.2-12):

Para CBR = 5 h = 45"

Para CBR = 20 h = 17"

Esesor de carpeta: 4" (áreas críticas)
 3" (áreas no críticas)



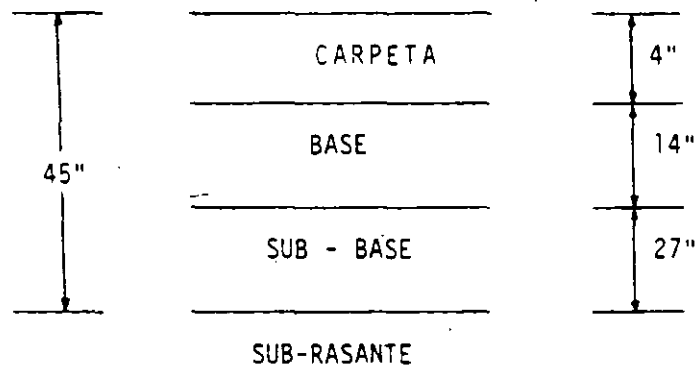
- De figura 3.2-18 (página 3.2-20):

Esesor mínimo de base = 13"
 (que concuerda con el calculado anteriormente).

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

- Si el espesor mínimo de base, dado por la figura 3.2-18, es mayor que el calculado de la gráfica del avión de proyecto (figura 3.2-10), se toma dicho espesor mínimo restando la diferencia al espesor de sub-base para que el espesor total de pavimento no varíe.

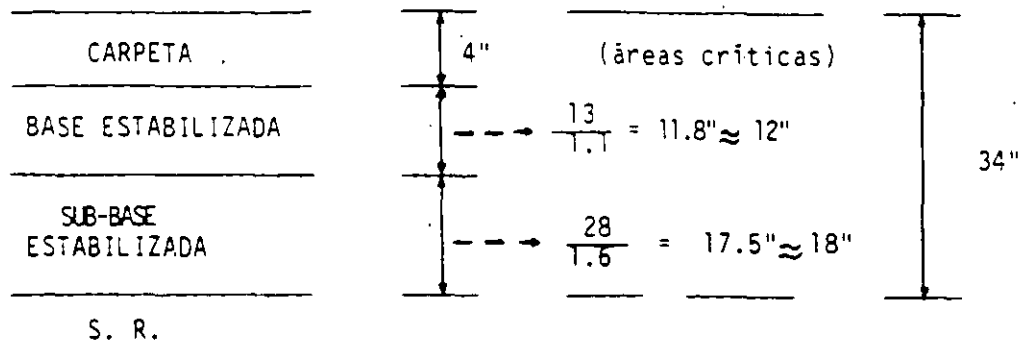
Por ejemplo: Si el espesor mínimo de base hubiese sido de 14" :



- Como el pavimento va a soportar aviones con peso mayor de 100,000 lb, se requiere proveer de base y sub-base estabilizadas.

Para sub-base se usará el material P-216 (Tabla 3.2-2 página 3.2-23) con un factor de equivalencia de 1.6

Para base se usará el material P-216 (Tabla 3.2-3 página 3.2-24) con un factor de equivalencia de 1.1

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

Chequeo del espesor total de la sección estabilizada:

Para CBR = 20 % (valor de referencia estipulado por FAA) de figura 3.2-10 (página 3.2-12):

$$h_{\min} = 17" \text{ que es menor que } 34"$$

por tanto el proyecto es aceptable.

(Si hubiera sido mayor, se necesitaría incrementar el espesor de la sub-base hasta obtener el espesor mínimo: h_{\min} .)

Requerimientos de espesores.

	AREAS CRITICAS	AREAS NO CRITICAS	ORILLAS
CARPETA	4"	3"	2" (Fig. 3.2-19)
BASE ESTABILIZADA	12"	12X0.9= 11"	12X0.7=8"
SUB-BASE ESTABILIZADA	18"	18X0.9= 16"	24"
T O T A L	34"	30"	34"

EJEMPLO DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO
POR EL METODO DE LA FAA

DATOS:

- Avión de proyecto (obtenido de manera análoga que para pavimentos flexibles).
 - Peso total = 350,000 lb.
 - Tráfico equivalente = 6,000 salidas anuales.
 - Ruedas en doble tándem.
- El tráfico equivalente incluye 1,200 salidas anuales de avión B-747 con un peso de 780,000 lb.
- Módulo de reacción de la subrasante: $K = 100 \text{ lb/pulg}^3$
- Drenaje pobre.
- Penetración de heladas: nula.
- Suelo de la subrasante: CL
- Módulo de ruptura del concreto = $M_R = 650 \text{ lb/pulg}^2$

SOLUCION:

- Se requiere una sub-base estabilizada (por el peso del avión de proyecto) (se deben considerar varios espesores para determinar la sección estructural más económica).
- Si se escoge una sub-base estabilizada con cemento de 6 pulgadas de espesor:

De figura 5.2-2 (página 5.2-5) --- Módulo de reacción K en la parte superior de la sub-base = 210 lb/pulg^3

De figura 5.2-5 (página 5.2-8)

Esesor de losa de concreto = $16.7" \approx \underline{\underline{17"}}$

- Revisión para el B-747:

De figura 5.2-6 (página 5.2-9):

Esesor de losa = $13.6" < 17" \text{ (OK)}$

(F A A PAVIMENTOS RIGIDOS)

- Proyecto para cabeceras, plataformas e intersecciones:

De figura 5.2-12 (página 5.2-15):

$$\text{Espesor de losa} = 17.5" \approx \underline{\underline{18"}}$$

- Revisión para el B-747:

De figura 5.2-13. (página 5.2-16):

$$\text{Espesor de losa} = 14.8" < 18" \text{ (OK)}$$

- Espesores de losa en áreas no críticas:

$$0.9 \text{ (17")} = 16.3 \approx \underline{\underline{16"}}$$

- Espesores de losa en orillas:

$$0.7 \text{ (18")} = 12.6" \approx \underline{\underline{13"}}$$

$$0.7 \text{ (17")} = 11.9" \approx \underline{\underline{12"}}$$

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS DE AEROPUERTOS.

Ejemplo Anteproyecto de Método para México

FRL

Datos :

- Diseñar pavimento rígido de calle de rodaje con vida útil de 18 años
- Tráfico esperado durante la vida útil :

AVION	Peso de Operación (Kg)	Carga por rueda "P" (Kg)*	Número de Operaciones "R"
B-727-200	80,000	19,000	44,302 despegues
	68,000	16,150	44,302 aterrizajes
B-727-100	75,000	17,813	44,302 despegues
	62,000	14,725	44,302 aterrizajes
DC-9	49,000	11,638	59,067 despegues
	44,000	10,450	59,067 aterrizajes

* Se considera que el 95% del peso lo carga el tren principal.

- Diferencia de temperatura ambiente entre el día y noche = 9°C
- Módulo de reacción de la subrasante : $K = 10 \text{ Kg/cm}^3$
- Módulo de ruptura del concreto a los 90 días = $M_R = 49 \text{ Kg/cm}^2$

Ejemplo Anteproyecto de método para México (cont.)

f r l

Solución :

Se convierte el tráfico esperado a número de operaciones equivalentes de B-727-200 con peso total de 80,000 Kg. (avión crítico) con la expresión :

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/2}$$

Para B-727-200(despegues): _____ $R_1 = 44,302$

Para B-727-200(aterrizajes):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{16,150}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 19,222$$

Para B-727-100(despegues):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{17,813}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 31,546$$

Para B-727-100(aterrizajes):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{14,725}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 12,315$$

Para DC-9 (despegues):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 59,067 \left(\frac{11,638}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 5,423$$

Para DC-9 (aterrizajes):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 59,067 \left(\frac{10,450}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 3,456$$

Número de operaciones equivalentes de B-727-200 = 116,264

De tabla 5-4.3 (Pag. 5.4 - 11)

Factor de repetición de carga (para $\nabla = 122 \text{ cm.}$) = 0.23

Número de repeticiones del avión de diseño = $116,264 \times 0.23 = 26,740$

EJEMPLO ANTEPROYECTO DE METODO PARA MEXICO (cont.)

DE Tabla 5-4.1 (Pag. 5.4 - 9)

fri

Factor de seguridad = F.S. = 1.48

Si se escoge un espesor de sub-base hidraulica de 20 cm ;
de fig. 5-4.3A (Pag. 5.4 - 15)

Módulo de reacción en la superficie de la sub-base = $K = 11.3 \text{ kg./cm}^3$

(Valor que debe ser comprobado o corregido por medio de pruebas de placa).

El esfuerzo de trabajo del concreto es :

$$\sigma = \frac{M_R}{F.S.} = \frac{49}{1.48} = 33.1 \text{ kg./cm}^2$$

La carga por pierna del avión critico de
diseño es de 38,000 kg.

De fig. 5-4.10 (Pag. 5.4 - 22)

Espesor de losa para areas criticas (tipo A):

H = 27.5 cm. (calle de rodaje)



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

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

MONTERREY, N. L.

9-11 NOVIEMBRE DE 1994

**PROYECTO Y CONSTRUCCION
DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES**

8. CONTROL DE PRODUCCIÓN

ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA

CONTROL DE PRODUCCION

La primera parte de estos apuntes utiliza el sistema denominado EDUCACION PROGRAMADA. Rogamos al lector atender las siguientes instrucciones para obtener el mayor aprovechamiento:

- 1) Cubriendo la columna de la derecha con la tira que se anexa, lea cada uno de los temas.
- 2) Escriba la respuesta en el espacio marcado o en una hoja por separado, cuando así se requiera. (Es esencial que no se concrete usted a pensar la respuesta, DEBE ESCRIBIRLA).
- 3) Revise su respuesta, moviendo la tira hacia abajo, descubriendo la respuesta correcta en la columna de la derecha.
- 4) Si su respuesta es correcta pase la siguiente tema.
- 5) Si su respuesta no es correcta, lea el tema nuevamente y trate de comprender por qué está usted equivocado.

PROCEDIMIENTO.

Cada tema deberá ser resuelto en orden. NO ALTERE EL ORDEN, a menos que así se le indique. Si tiene dificultad en un determinado punto debe regresar al lugar donde este punto apareció por primera vez y revisar los temas relacionados con él.

CONVENCIONES

- | | |
|------------|--|
| _____ | = Escriba la palabra solicitada. |
| _____ | = Anote la letra que se requiere. |
| ...(si/no) | = Subraye o circule la alternativa correcta. |
| _____ | = Escriba las palabras que se requieran. |
| () | = Ponga el número correcto. |

EL CONTROL

I. GENERALIDADES.

1.- Control es el proceso que determina que también se está llevando a cabo una actividad valorizándola y si es necesario aplicando las medidas correctivas apropiadas, de manera que la ejecución esté de acuerdo con lo planeado.

(sin respuesta)

2.- La comparación entre lo planeado y lo ejecutado es lo que constituye la base del control y la determinación del estándar o patrón que es la esencia de dicha comparación, es el primer paso a seguir.

control

3.- El control es pues, un proceso que requiere de la determinación del estándar, en primer lugar y después de la comparación el estándar planeado y el trabajo ejecutado y por último el de llevar a cabo la acción correctiva en caso necesario.

proceso
estándar

4.- La identificación de los objetivos que se realizan en la función de la norma el primer paso del control que consiste en la

planeación
determinación
estándares

5.- Entonces la definición de la cantidad de trabajo a realizar en una jornada, es lo que constituye la determinación de un estándar para la valuación del desempeño del trabajador. La definición de un modelo de comportamiento o acción es lo que constituye un estándar (sí/no).

estándar

sí

6.- La valorización de lo ejecutado y lo planeado, sería una etapa de la comparación entre el estándar y lo que se está realizando. En caso de que exista una diferencia entre lo y lo es cuando se debe tomar la

planeado
ejecutado
acción correctiva

- 7.- Principio de control:--Para que un _____ control
_____ sea efectivo debe cubrir y regular el
funcionamiento planeado. Es decir se debe buscar y lograr que la actividad se esté realizando de acuerdo con lo _____ planeado
- 8.- Se analizarán en seguida los diferentes tipos de modelos, patrones o como los hemos llamado _____ que son más usados: Cantidad, Calidad, Uso del tiempo y Costo. estándares
- 9.- La determinación del volumen medio esperado de producción, de acuerdo a la actuación de los empleados más eficientes es lo que define un estándar de _____ cantidad
- 10.- El especificar las sumas de dinero a gastar en la adquisición de materias primas o publicidad es lo que implica un _____ estándar de costo
- 11.- El establecimiento de un programa a seguir en la realización de ciertas actividades constituye la implantación de un estándar de _____ uso del tiempo
- 12.-Por último, el definir las tolerancias que se pueden especificar en la realización de las actividades que permiten lograr los objetivos organizacionales en lo que define un estándar de _____ calidad
- 13.- Para poder comparar los resultados obtenidos se cuenta con los estándares de _____, cantidad, calidad, uso del tiempo, costo objetivos
y _____ que nos indican si podemos o no lograr, por ese medio, los _____ de la empresa.
- 14.- El establecimiento de puntos estratégicos de control nos permite el lograr una mejor---- comparación
_____ entre el estándar definido y lo que se está realizando. Cuando surgen diferencias en la comparación se dice que existe una excepción.

DISPOSITIVOS DE CONTROL.

21.- Una vez establecidos los estándares y que se han medido y comparado éstos con los resultados para poder llevar a cabo la acción _____ se utilizan varios _____ de control que son:

correctiva
dispositivos

Presupuesto

Informes estadísticos de control

Análisis del punto no pérdida-no ganacia

Reportes especiales de control

Auditoria interna

22.- El presupuesto es el _____ de control que se utiliza con más frecuencia. Cuando el presupuesto sirve para corregir y revisar el trabajo que se está ejecutando forma parte del proceso de _____ mientras que su determinación como recurso para el logro de objetivos lo hace parte del proceso de la función _____

dispositivo

control

planeación

23.- El presupuesto entonces es de gran importancia como dispositivo de _____ y como parte integrante del proceso de la _____. La definición del estándar costo es base común para coordinar las actividades de la empresa y forma parte del dispositivo _____

control

planeación

presupuesto

24.- El dispositivo que se basa en la determinación de los costos, es el de _____. Pero el dar importancia a la reducción de costos solamente, puede tener como consecuencia que esto afecte al estándar (cantidad/calidad/uso del tiempo) _____

presupuesto

calidad

25.- El segundo dispositivo de control consiste en la elaboración de reportes periódicos de las actividades realizadas, con el fin de estudiar la historia de la marcha de la empresa y es lo que implican los _____

informes estadísticos

26.- El hecho de que los informes _____ de control sirvan de base para que se les compare con otros informes previos, significa que es importante que se elaboren en forma -- (continua/no continua) _____.

estadísticos

continua

27.- El análisis del punto no pérdida no ganancia es otro de los _____ que más se usa. El uso de gráficas que muestran el porcentaje de utilización de una planta contra ingresos y costos pueden utilizarse para el análisis del punto _____.

dispositivos de control

no pérdida
no ganancia

28.- La determinación de las unidades o pérdidas de la empresa, es otro ejemplo de lo que se puede lograr al utilizar el dispositivo de _____.

análisis del punto no pérdida no ganancia

29.- Los reportes especiales de control son el cuarto dispositivo de _____. Estos son los que investigan casos particulares en un tiempo y lugar definido.

control, reportes especiales

30.- De acuerdo a lo anterior estos reportes se realizan en forma (continua/no continua) _____ y por el hecho de referirse a situaciones particulares donde se presume existe alguna desviación, constituyen una aplicación directa del Principio de _____.

no continua

excepción

31.- Cuando se realizan investigaciones periódicas, sobre actividades generales se está utilizando el dispositivo de _____ de control. En cambio investigaciones acerca de los procedimientos, funcionamiento de un área específica de trabajo se usan para elaborar _____.

informes estadísticos

reportes especiales

32.- El último dispositivo de control mencionado es el de la _____ interna. Así por ejemplo cuando la central de adiestramiento del personal revisa las operaciones de las unidades subsidiarias se está llevando a cabo una _____.

auditoria

auditoria interna

33.- Los cinco _____ son: presupuesto, informes estadísticos de control, análisis del punto no pérdida-no ganancia, reportes especiales de control y auditoría interna.

dispositivos de control

34.- Los dos dispositivos que tienen que ver con los análisis monetarios, costos y flujo de fondos son: _____ y el _____.

presupuesto, análisis del punto no pérdida-no ganancia

35.- El dispositivo que se elabora en forma no-continua y que está relacionado con el Principio de Excepción es el de _____ de control.

reportes especiales

36.- Los dispositivos que se realizan en áreas extensas y en forma más o menos periódica son: - la _____ y los _____ de control.

auditoría interna informes estadísticos

37.- Para que en toda empresa no se pierda la continuidad en el flujo de las actividades es necesario que se utilicen como forma de control, - los _____ antes mencionados.

dispositivos

2. SISTEMAS DE CONTROL Y CONTROL DE LA ACTUACION HUMANA

38.- Los sistemas de control son aquellos que se utilizan para determinar si los objetivos y metas de la organización definidos en la función _____ se están ejecutando correctamente. Dichos sistemas se auxilian de los _____ de control para cumplir su cometido.

planeación dispositivos

39.- El control centralizado es el _____ de control que se lleva a cabo en áreas específicas de una empresa. Así el control de presupuestos departamentales a cargo del staff de finanzas es lo que constituiría un _____.

sistema control centralizado

40.- El control personal es el que incluye el chequeo y correcciones que realiza un supervisor a un trabajador o grupo de ellos. Así el sistema de control que se realiza en áreas más específicas y es de primera línea primordialmente es el de control

personal

41.- Los sistemas de _____ y control _____ son los que se deben ejercer de acuerdo a las teorías clásicas de la Administración. Es lógico pensar que los datos así obtenidos fluyen hasta (los niveles superiores/los niveles más bajos)

control centralizado personal

los niveles superiores

42.- El tercer sistema es el auto-control. El individuo que instituye cambios en sus propios métodos de trabajo con el fin de lograr mayor éxito está practicando el _____

auto-control

43.- La supervisión realizada por los niveles altos de la empresa sobre áreas extensas de trabajo es lo que implica un _____

control centralizado

El perfeccionamiento del individuo debido a un supervisor que chequea su trabajo constituye la meta a alcanzar del _____

control personal

El deseo de superación personal, la automotivación y la iniciativa del individuo para ir perfeccionando sus métodos de trabajo son consecuencia del _____

auto-control

44.- Desde el punto de vista de la Teoría y (unidad anterior) el sistema de control mejor es el _____ . Según la Teoría X que establece que el hombre es incapaz de lograr nada por sí mismo, sería necesario el uso de los controles _____ y _____

auto-control

centralizado personal

45.- Porque fomenta el sentido de responsabilidad y brinda una cierta libertad en la elección de los métodos de trabajo y estrategias a seguir el sistema de control ideal sería el _____

auto-control

CONSECUENCIA DE LA APLICACION DE LOS SISTEMAS DE CONTROL

46.- El éxito de los _____ de control se basa, en que sean aceptados por los individuos a quienes se aplica. Por desgracia los estudios del comportamiento humano han demostrado que el hombre generalmente (acepta/rechaza) _____ los sistemas de control.

sistemas

rechaza

47.- Los sistemas de control producen en el hombre un rechazo que se traduce en un incumplimiento del deber. El _____ o resistencia a dichos sistemas se debe generalmente a las siguientes causas:

rechazo

- 1) El control tiende a romper la imagen propia de la persona.
- 2) El no aceptar los objetivos de la empresa.
- 3) La creencia de que los estándares exigidos son demasiado altos.
- 4) No gustarle que se asigne el control a determinados grupos de la organización.

48.- El hecho de que la mayoría de los reportes o informes de control, acusan sólo las deficiencias en la actuación de la persona, hacen que sean (aceptados/rechazados) _____ ya que tienden a _____ la imagen de la propia persona.

rechazados
romper

49.- Ahora suponiendo que el individuo acepta el control como un medio para corregir sus deficiencias es necesario, además, que los objetivos de los sistemas de control le hagan sentir que valen la pena.

(sin respuesta)

50.- Así otra de las razones por las que se rechazan los sistemas de control es porque existe incompatibilidad entre los _____ de la persona y los de la organización.

objetivos

51.- Si un empleado siente que lo que le están exigiendo es demasiado para sus aptitudes o habilidades, puede deberse a que los estándares son muy altos y por ello (admite/no admite) no admite que se le controle.

estándares
no admite

52.- Por ejemplo la fijación de volúmenes de venta a un vendedor basados en su desempeño anterior es más fácilmente (aceptada/rechazada) aceptada que si se aplica un volumen estándar sin tener en cuenta la experiencia.

aceptada

53.- Se estableció que un individuo rechaza los sistemas de control cuando no le gusta, que para tal efecto, hayan asignado a un determinado grupo. Es de esperarse que un control ejercido por los mismos compañeros se (acepta/rechaza) acepta en tanto que un control proveniente de un staff de "afuera" sea (aceptado/rechazado) rechazado.

sistemas

grupo

acepta

rechazado

54.- Se han visto hasta ahora, las razones por las que se rechaza un sistema de control, que trae como consecuencia un incumplimiento del deber. Un individuo no cumple con su deber ante la percepción del peligro.

rechaza

deber

55.- Cuando aquellos a quienes se aplica un sistema de control sienten que éste constituye una amenaza para ellos, se dice que hay percepción del peligro.

percepción del peligro

56.- La percepción del peligro nace cuando se insiste en el castigo en vez de la ayuda y del apoyo para alcanzar las metas y/o los objetivos cuando existe falta de confianza en las relaciones entre superior y subordinado, personal staff y de línea, etc.

peligro

objetivos

57.- Las amenazas y castigos, así como la falta de confianza o comunicación entre los jefes y los subordinados es lo que hace que percepción del peligro aparezca la percepción del peligro y con ello la falta de del deber cumplimiento.

subordinados
percepción del peligro
cumplimiento

58.- Se puede concluir que los sistemas de control tienden a provocar a acentuar la conducta que tratan de evitar que es la falta de _____ la razón de ello es que las presiones para cumplir con el deber en una atmósfera de falta de _____ en las relaciones y de castigos hacen percibir el _____

cumplimiento del deber
confianza
peligro

59.- Desgraciadamente la ausencia del peligro no garantiza el cumplimiento del _____ El cumplimiento del deber puede lograrse con sentido de dedicación a la causa.

deber

60.- Como ya vimos el objeto de todo control es lograr la determinación de un _____ o patrón para evaluar el trabajo. Entonces el éxito del control consiste en la determinación del nivel del estándar apropiado, ni muy alto porque puede ser inalcanzable y por ello _____ ni tan bajo que no se logran las metas y los _____ organizacionales.

estándares
rechazados
objetivos

61.- Sin embargo la reacción favorable del individuo no estará determinada por la meta-objetivo en sí sino por la percepción que de ella tenga de acuerdo a sus sentimientos, necesidades y actitudes de ahí que el estudio de las Ciencias del _____ humano son básicas en la administración.

comportamiento

62.- El cumplimiento del deber, según se dijo en el cuadro 50, se logra con sentido de _____ a la causa y ello se logra cuando el individuo logre la _____ de las metas u objetivos.

dedicación
percepción

63.- Mayor será la _____ a la causa cuando más compatibles sean las _____ u _____ de la empresa con los sentimientos, inquietudes, aspiraciones y necesidades del hombre que en ella trabaja.

dedicación
metas
objetivos

64.- Teniendo en mente estas ideas, se puede entrar al estudio de lo que está constituyendo el sistema de control moderno y que se basa en lo -- lograr una mayor a alcanzar las metas y objetivos de la empresa. A este sistema se le conoce por sistema orgánico de control.

dedicación

65.- El sistema de control viene siendo la forma de promover una mayor a la causa de la em presa basado en la idea de que imponiendo a los demás determinados objetivos y normas atractivas se logra su aceptación.

orgánico

dedicación

66.- El establecimiento de los y las debe hacerse en base a una exploración conjunta y abierta de la calidad. -- Así la exposición y discusión de los criterios de la empresa para competir con éxito en cualquier ocasión son la base para el de los objetivos y las normas.

objetivos

normas

establecimiento

67.- Esto puede parecer engorroso y lento, pero se basan en la convicción de que el tiempo empleado en lograr la identificación de los objetivos, actividad propia de la función estará compensado de sobra con el tiempo que se ahorrará en la solución de problemas posteriores.

planeación

68.- Así, definidos en forma concreta y conjunta todos los objetivos, metas y normas a seguir y por haber sido determinados con el concurso de todos los miembros de la empresa, teniendo en cuenta todos los puntos de vista y sugerencias, será -- (fácil/difícil) poderse dedicar por entero a la causa.

fácil

69.- El sistema orgánico de control basado en lo antes expuesto tendría una explicación ----- (igual/muy distinta) a los sistemas convencionales, ya que si se ha logrado la entera al logro de los , lo primero, para realizar un efectivo, será -- proporcionar ayuda a los subsistemas (departamentos) en su esfuerzo por alcanzar los niveles acordados en común.

muy distinta

dedicación

objetivos

control

70.- La función de las unidades administrativas en el sistema será la de proporcionar a cada uno de los niveles de la empresa la información relativa a su funcionamiento para que pueda utilizarla a este fin.

71.- Así cada subsistema tendrá que dar cuenta de sus actividades al sistema inmediato superior, periódicamente indicando el desarrollo alcanzado, la exposición de los problemas encontrados y de los planes para resolverlos. Ello elimina la utilización de grupos especiales de control que hacen (más caro/más barato) el control.

72.- Con ello también se evita en gran parte la vigilancia directa, en el sentido estricto de la palabra,, ya que el problema no consiste en obtener un cumplimiento pasivo, sino en capacitar a todas las secciones a lograr los propuestos.

73.- Así el sistema, motiva al empleado a ir corrigiendo sus errores y a ejercer sobre sí mismo un control de sus movimientos. El autocontrol es la mejor manera de responsabilizar al individuo y lograr el de su deber y su mayor a tratar de alcanzar los objetivos de la empresa.

74.- El -control desarrollado en base al estudio de situaciones particulares, producto, a su vez de las necesidades e inquietudes del individuo y que se ejerce por medio de informes de subsistemas al sistema superior, a base de confianza y sinceridad es lo que constituye el de control.

orgánico de control

más caro

objetivos

orgánico de control

autocontrol
cumplimiento
dedicación

sistema orgánico

CONTROL DE CANTIDADES.

El controlar las cantidades es muy usual en la industria de la Construcción. Conocida desde la planeación la cantidad de una obra determinada por unidad de tiempo (hora, día, mes) que se requiere producir, es muy fácil utilizar esa cantidad planeada como estándar. A medida que se desarrolla la obra pueden irse afinando los estándares.

En el proceso de planeación se determina primero un estándar ideal o teórico, esto es la cantidad de obra que puede producirse con un 100% de eficiencia, luego se aplican factores producto de la experiencia para llegar al estándar práctico, o de otra manera, si se tienen datos estadísticos de obras anteriores con el mismo proceso productivo pueden tomarse estos datos para determinar los estándares reales o prácticos.

Establecidos los estándares por unidad de tiempo se procede a establecer los puntos de control; normalmente se van controlando las cantidades por lapsos acordes con el control contable de la obra. Así pueden establecerse controles diarios, semanales o mensuales.

La ventaja de ligar el control de cantidades a la contabilidad de costos es que se tendrán puntos de control iguales para cantidades y costos lo cual es muy útil puesto que la producción real en un determinado plazo junto con el costo real nos dará el costo por unidad de obra ejecutada que es un dato que interesa primordialmente al constructor.

Otra característica del control de cantidades es que los puntos de control son diferentes dependiendo del nivel jerárquico que toma decisiones usando el control. Así por ejemplo en una planta de agregados el jefe de la planta recibe un informe de producción por turno, el superintendente de pavimentación recibiría un informe condensado de producción semanal y el superintendente general este mismo informe pero mensual. Esto sucede desde luego si no hay desviaciones significativas. Si las hay el sistema de control debe ser capaz de alertar hasta un nivel que pueda tomar las decisiones que corrijan aquellas fallas del proceso que estaban provocando una falta de producción respecto a los estándares.

Esto se hace en diferentes formas. El superintendente de pavimentación puede por ejemplo decirle al jefe de la planta que debe avisarle si la producción de cualquier turno de 6 horas es inferior en 10% al estándar por turno. El superintendente general podrá enterarse si la producción semanal es 10% inferior al estándar semanal. Esto desde luego facilita la operación organizada de control.

Es muy común que al reporte de control se le añadan una serie de datos estadísticos que sirvan para tomar decisiones en caso de que exista alguna desviación.

Siguiendo el ejemplo de la planta de agregados el reporte deberá contener aquellos datos que permitan conocer las causas de alguna posible desviación. Por ejemplo el número de horas paradas de la máquina por cualquier causa indicando dichas causas o no, demoras causadas por deficiencias en el suministro, deficiencias en el almacenamiento, fallas en el personal, etc.

Si todos estos datos se llevan a lo largo del trabajo esto permitirá que además de llevar el control y facilitarse las decisiones se pueda revisar periódicamente las causas de las demoras para poder, por ejemplo, replanear el proceso o si es conveniente, fijar estándares más altos en beneficio de la economía de la obra modificando el proceso completo, parte del proceso o simplemente aumentando el estándar en función de la experiencia acumulada si parece lo indicado.

En realidad el control es un proceso de retroalimentación, este es, un sistema que toma muestras, las compara con el estándar y en caso de desviaciones significativas actúa sobre el proceso de producción para regresarlo a la producción planeada.

El reporte de control permite pues a los diferentes funcionarios que manejan el proceso tomar decisiones. Estas decisiones son de diferente tipo y podríamos dividir las en dos:

- a) Decisiones de Emergencia.
- b) Decisiones Preventivas.

Como ejemplo de decisiones de emergencia podría mencionarse el hecho de que una máquina trituradora tenga problemas mecánicos y esto origine una producción inferior al estándar. Otro ejemplo sería que una máquina se descomponga por rotura de una pieza. En estos casos la decisión inmediata será proceder a la reparación.

Como ejemplo de decisión preventiva puede mencionarse la siguiente: las horas perdidas por descompostura de una máquina, tienen tendencia a aumentar. Analizando la causa pueden presentarse varios casos:

- a) La máquina está fuera de la vida económica
- b) El comportamiento es defectuoso
- c) La operación es defectuosa
- e) Algún mecanismo de la obra tiene un efecto importante

El atacar este problema y tomar decisiones respecto a él sería una decisión preventiva si se toma antes de que ésta causa de demora provoque que la producción quede abajo del estándar.

Es costumbre que para poder tomar estas decisiones preventivas se usen cartas de control, que indiquen en forma gráfica y durante lapsos grandes las variaciones reales del comportamiento de la producción, demoras, etc.

CONTROL DE COSTOS.

Este sistema de control es muy usual en lo que a construcción se refiere, ligado íntimamente al control de cantidades como ya se indicó.

Este control consiste en ordenar en diferentes cuentas los costos correspondientes a los insumos que se van utilizando en la obra.

El conjunto de estas cuentas se denomina catálogo de cuentas de costos, y pueden decirse de acuerdo con las necesidades del control. Así por ejemplo puede llevarse una cuenta de costos para producción de agregados, otra cuenta de costos para elaboración de concreto asfáltico, una más para colocación de concreto revestido, etc., es usual que se subdividan estas cuentas de costos en subcuentas, en función del tipo de insumo, así pues cada una de estas cuentas podría llevar las siguientes sub cuentas:

- a) **Obra de Mano**
- b) **Materiales**
- c) **Maquinaria**
- d) **Acarreos**
- e) **Destajistas**

El control de costos compara las cantidades erogadas por cada una de las cuentas y sub-cuentas con las supuestas y cuando hay una desviación importante tomará una decisión para corregir esta desviación.

El estándar en el caso de control de costos puede elaborarse a base de presupuestos mensuales o, relacionando un control de cantidades con el de costos en base a los costos unitarios supuestos en la planeación.

Así por ejemplo se puede proponer cuánto se va a gastar en una determinada empresa por concepto de maquinaria para agregados, y usar esta cantidad como estándar y contra ella comparar el costo real. Puede también fijarse un costo unitario como estándar por m^3 tendríamos el costo unitario real que se compararía con un costo unitario supuesto. En ambos casos, si hay desviaciones se deberá contar con un mecanismo en la organización de la obra que tome decisiones de inmediato para corregir las deficiencias que presente el mecanismo de producción, con objeto de hacer que el costo real sea igual o menor que un costo estimado.

La información del control de costos se puede presentar a base de listados que nos indican las cantidades realmente erogadas en cada una de las cuentas y sub cuentas, se puede presentar en gráficas, o pueden presentarse exclusivamente aquellos costos que se disparan del presupuesto (control por excepción).

Como se puede ver estas cuentas de costos pueden sofisticarse y pueden ampliarse hasta llegar a un control muy detallado. La experiencia en construcción indica que es muy difícil llegar a un gran detalle ya que normalmente en los datos de campo se originan errores que hacen inútil este control tan detallado. Es más frecuente que se tengan cuentas por actividades generales y en caso de tener que tomar una decisión se hace un análisis de detalle de esa cuenta particular dividiéndola con el criterio del ingeniero en sub cuentas.

La contabilidad de costos implica una buena organización contable de la obra, ya que esta contabilidad de costos deberá estar ligada a la contabilidad general de la empresa para que dé siempre datos reales.

Desde luego se deberán llevar cuentas de los costos directos, así como de indirectos y gastos generales de la empresa con objeto de tener siempre un panorama completo y tomar decisiones que conduzcan a la obra y a la empresa al objetivo cuantitativo predefinido.

Los estándares deben modificarse y revisarse continuamente, ya que es muy frecuente que haya variaciones en el proyecto en las cantidades de obra y en los métodos de construcción que evidentemente modifican el estándar.

Para llevar adecuadamente el control de costos es indispensable que el ingeniero que hace uso de este control tenga conocimientos básicos de contabilidad, lo que le permitirá interpretar adecuadamente los resultados de las diferentes cuentas que tiene que supervisar.

Existen diferentes métodos para llevar el control de costos, que usan desde sistemas manuales hasta computadoras electrónicas, en general el uso de computadoras está restringido a aquellas áreas de trabajo en donde se tenga una máquina cercana, ya que la transmisión de datos masivos por teléfono o radio no ha sido resuelta satisfactoriamente en México. Esto es muy importante ya que la información debe ser oportuna para que las condiciones que se tienen que tomar en base a esa información también lo sean.

CONTROL PRESUPUESTAL.

El control presupuestal permite llevar el control de cantidades y costos al mismo tiempo, y desde luego permite tomar las decisiones que se requieran tanto en el área de producción como en otras áreas tales como compras, manejo financiero, cobranzas, etc.

Para poder llevar un control presupuestal se requieren los siguientes requisitos.

Un sistema de planeación que permita la elaboración de un presupuesto que servirá de estándar para el control.

Un sistema idóneo de contabilidad y costos de la empresa.

En general se puede decir que un sistema integrado de control presupuestal en una empresa de construcción tiene limitaciones e inconvenientes que algunas veces anulan a las indudables ventajas que tiene el sistema.

Entre los inconvenientes que presenta pueden mencionarse:

a) Los presupuestos deben modificarse continuamente debido a las variaciones en programas y volúmenes que tienen la mayor parte de las obras de construcción en nuestro país.

b) Al implantar el sistema no se deben esperar resultados completos a corto plazo.

c) Existen obstáculos psicológicos importantes, pues el cambio de sistema significa una modificación en los hábitos del personal.

Existen gran número de procedimientos diferentes para llevar el control presupuestal, desde sistemas que se operan manualmente hasta los que hacen uso de las computadoras.

El control presupuestal a nivel de obra podría definirse como si-
gue:

I ELABORACION DEL PRESUPUESTO

- a) Revisión Planos y Especificaciones
- b) Determinación de cantidades de obra
- c) Definición de Procedimientos de Construcción
- d) Programa de la Obra
- e) Valuación del Programa de Insumos
- f) Definición y valuación de almacenes
- g) Definición y valuación de gastos por amortizar y su amortización
- h) Definición de gastos indirectos
- i) Definición de gastos generales
- j) Determinación de utilidades brutas
- k) Determinación de impuestos y reparto de utilidades y reservas
- l) Determinación de utilidades brutas

Definición detallada del programa de gastos a lo largo del tiempo de duración de la obra

II PROGRAMA DE INGRESOS

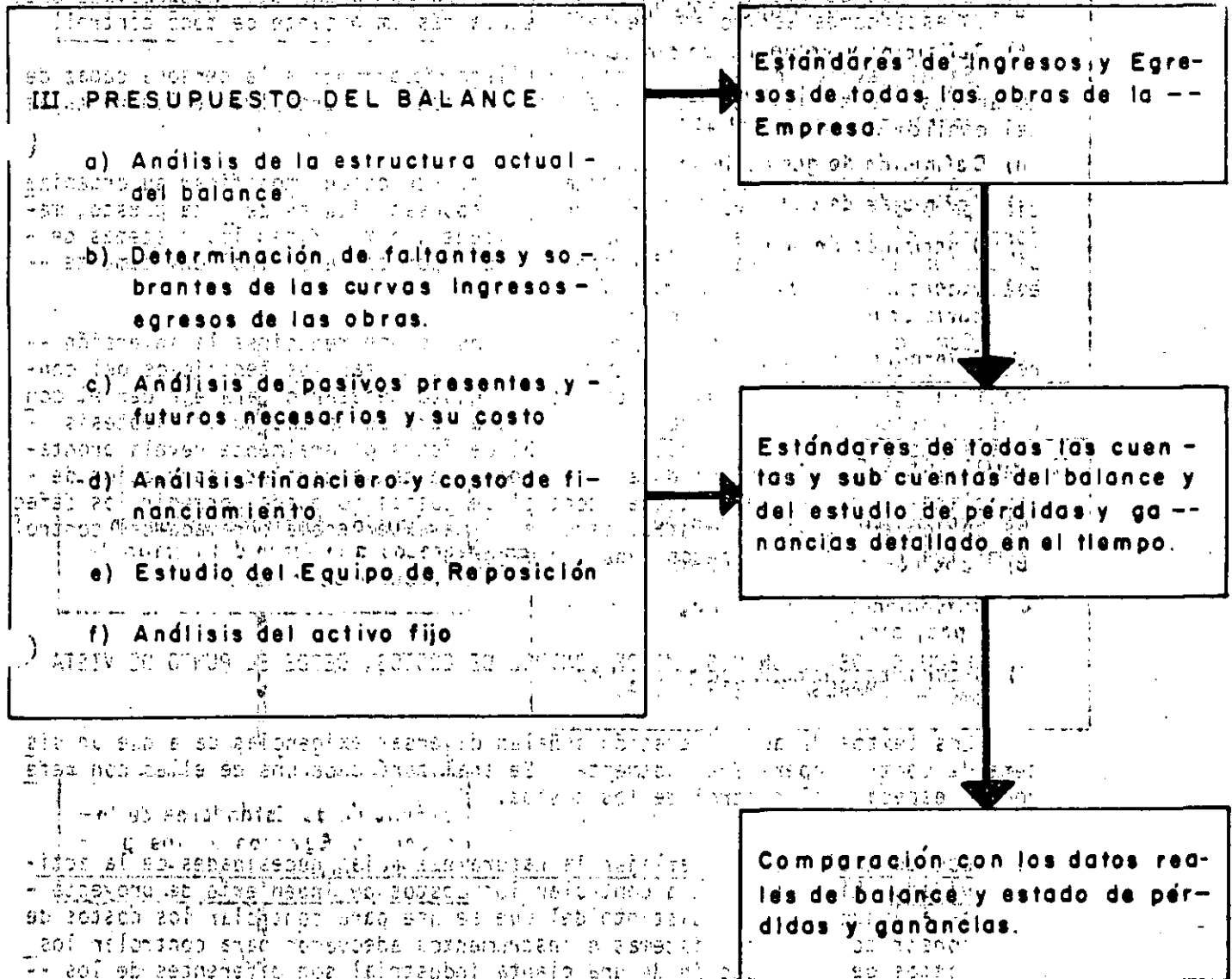
- a) Pronóstico de obra ejecutada
- b) Pago por parte del cliente
- c) Retenciones, multas, pagos, anticipos, etc.
- d) Determinación de los ingresos líquidos

Definición detallada de los ingresos a lo largo del tiempo de duración de la obra

Definición de Estándares de ingresos y Egresos en los puntos de control elegidos.

Comparación con los datos reales de la Contabilidad

El control presupuestal a nivel de empresa podría esquematizarse así:



Como en los casos anteriores desviaciones significativas originan de inmediato decisiones correctivas.

CORRECCION DE DESVIACIONES.

El establecimiento de los medios adecuados para corregir las desviaciones de los estándares es probablemente la etapa más importante de todo control.

Si el "aviso" no es oportuno y no llega rápidamente a la persona capaz de tomar las decisiones correctivas se pierden total o parcialmente las ventajas del control.

La empresa puede mejorar sistemas de construcción, modificar su organización para definir mejor las funciones y responsabilidades de cada puesto, mejorando así la coordinación de sus actividades, o modificar los sistemas de dirección de la empresa, en función de los reportes de control debidamente evaluados.

Como consecuencia del control de costos, puede reducirse la inversión -- real -- y mejorar la rentabilidad de la obra, o aumentar los beneficios del contratista, generalmente muy por encima del gasto necesario para ejercer el control. Cuando la decisión para ejecutar una obra se ha basado en hipótesis falsas respecto a los costos, el control de éstos generalmente revela prontamente este hecho, permitiendo así una oportuna reevaluación y corrección de los planes. Por supuesto que el control de costos no puede corregir los defectos en los estimados de costos, pero la misma experiencia derivada del control permitirá realizar estimados cada vez mejores.

REQUISITOS DE UN SISTEMA DE CONTROL DE COSTOS, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA EMPRESA CONSTRUCTORA.

Los textos de administración señalan diversas exigencias para que un sistema de control opere adecuadamente. Se analizará cada una de ellas con referencia especial al control de los costos.

1. Los controles deben reflejar la naturaleza y las necesidades de la actividad. El sistema para controlar los costos de ingeniería de proyecto -- será indudablemente distinto del que se use para controlar los costos de construcción. Los sistemas e instrumentos adecuados para controlar los costos de construcción de una planta industrial son diferentes de los -- (que deben usarse en la construcción de una presa. Los costos de opera --

ción y mantenimiento requieren procedimientos de control especiales, y lo mismo puede decirse de los costos de producción en serie. Por lo tanto, los catálogos de cuentas de costos y los sistemas de información correspondientes tienen que diseñarse para las necesidades de cada empresa y las características de cada tipo de obras.

Los controles deben indicar rápidamente las desviaciones.

Ya se hizo notar anteriormente la importancia del "tiempo de respuesta" de un sistema de control. Los sistemas de contabilidad tradicionales generalmente tienen un tiempo de respuesta exageradamente largo; debido a que tienen que satisfacer diversos requisitos legales, además de servir para el control financiero de la empresa, deben ser meticulosamente exactos y reportar únicamente transacciones completamente terminadas y debidamente documentadas. Por lo tanto, su funcionamiento es lento y un tanto flexible. El control de los costos requiere el establecimiento de un sistema de información más ágil y flexible, que permita conocer rápidamente las desviaciones de los planes y apreciar con igual rapidez los efectos de las medidas correctivas. El procesamiento electrónico de datos constituye una valiosa herramienta para lograr sistemas de control de respuesta rápida. Es importante, sin embargo, que exista una fuente de datos común para el sistema contable y el de control de costos, de tal manera que exista armonía y complementación entre ellos.

Los controles deben mirar hacia adelante. A este respecto debe también señalarse que los sistemas contables están generalmente orientados al pasado, es decir, tienen el carácter de registros de las transacciones realizadas en el pasado. Por lo tanto, se concluye como en el punto anterior, que es necesario establecer sistemas de control de costos orientados al futuro o lo que es lo mismo, capaces de predecir las consecuencias de las desviaciones de los planes. Los sistemas de programación y control de obras por redes de actividades constituyen instrumentos idóneos para proyectar hacia el futuro el efecto de las desviaciones presentes.

Los controles deben señalar las excepciones en los puntos estratégicos.

Se hace referencia aquí al principio de control por excepción, según el cual el ejecutivo debe concentrar su atención en los casos de excepción, es decir, en aquéllos en que lo logrado se aparta de las normas o planes establecidos. Los sistemas de programación por ruta crítica, al señalar claramente la secuencia de actividades cuyo cumplimiento es crítico para la consecución de la meta pre-fijada, facilitan la identificación de los puntos estratégicos. Para poder apreciar las desviaciones significativas en los costos, es indispensable que los presupuestos y estimados de costo sean enteramente congruentes con el programa de obra aprobada y se elaboran mediante un análisis de las secuencias de operaciones por realizar. Podrá así convertirse fácilmente cuando el costo se aparte en forma inconveniente del presupuesto y de los estándares prefijados.

Los controles deben ser objetivos. Es necesario subrayar aquí nuevamente la importancia de basar el control de costos en un buen estimado de costo. Sin él, la apreciación que pueda hacerse respecto a los costos observados en la obra se convierte en un proceso totalmente subjetivo y de escasa significación. Cuando el estimado de costo se integra con el programa de obra, de tal manera que se fija un costo directo para cada actividad, el control de costos adquiere máxima objetividad y oportunidad.

Los controles deben ser flexibles. Con frecuencia, diversas circunstancias fuera de control del ejecutivo hacen que se tenga que cambiar los planes. Los sistemas de control de costos deben poder adaptarse fácilmente a estos cambios sin perder su validez y utilidad. Sucede en ocasiones que al elaborar un programa por CPM, se pretende darle un carácter estático e inflexible, que lo hace obsoleto rápidamente, debido a que no se ha previsto su frecuente revisión y actualización, de acuerdo con los cambios impuestos por las circunstancias. Los estimados de costo deben mantenerse consecuentemente actualizados para que siempre señalen en forma realista las metas alcanzables.

Los controles deben reflejar el modelo de organización. En toda buena organización las responsabilidades de los diferentes niveles ejecutivos y de los diferentes puestos están perfectamente definidos. Es indispensable que los sistemas de control prevean a cada ejecutivo de una información congruente con sus responsabilidades. Se infiere la necesidad de establecer reportes de costos adecuados a cada nivel administrativo. -- Así por ejemplo, el reporte que reciba el responsable de una fase de la obra será más detallado y más específico que el que reciba el superintendente general de la misma, y el que éste reciba, más detallado y menos general que el que se dé al gerente de la empresa constructora.

Los controles deben ser económicos. Deben distinguirse claramente el volumen de información y el valor de la información. Dar mayor número de datos no significa necesariamente mejorar la información; por lo contrario, en muchas ocasiones el exceso de información provoca incertidumbre, indecisión e incapacidad para interpretar adecuadamente la gran cantidad de datos que se reciben. Por lo tanto, hay que establecer un equilibrio adecuado entre la cantidad de datos que conviene generar y el costo de procesarlos y distribuirlos para convertirlos en información utilizable. En general sólo debe proporcionarse la información indispensable para que cada ejecutivo pueda tomar las decisiones que le competen.

Los controles deben ser comprensibles. Los reportes de costos deben tener siempre una interpretación fácil y presentarse en forma inmediatamente utilizable. Resultan de poca utilidad los datos de costos que el ejecutivo deba todavía procesar y analizar para que adquieran significado.

10. Los controles deben indicar una acción correctiva. Ya se expresó anteriormente que si no hay acción correctiva no existe control. Por lo tanto, los informes de costos deben presentarse de tal manera que se puedan apreciar claramente las causas de las desviaciones, los responsables de las mismas y las medidas que puedan adoptarse para corregirlas.

Los controles deben indicar una acción correctiva. Ya se expresó anteriormente que si no hay acción correctiva no existe control. Por lo tanto, los informes de costos deben presentarse de tal manera que se puedan apreciar claramente las causas de las desviaciones, los responsables de las mismas y las medidas que puedan adoptarse para corregirlas.

Los controles deben indicar una acción correctiva. Ya se expresó anteriormente que si no hay acción correctiva no existe control. Por lo tanto, los informes de costos deben presentarse de tal manera que se puedan apreciar claramente las causas de las desviaciones, los responsables de las mismas y las medidas que puedan adoptarse para corregirlas.

Los controles deben indicar una acción correctiva. Ya se expresó anteriormente que si no hay acción correctiva no existe control. Por lo tanto, los informes de costos deben presentarse de tal manera que se puedan apreciar claramente las causas de las desviaciones, los responsables de las mismas y las medidas que puedan adoptarse para corregirlas.

Los controles deben indicar una acción correctiva. Ya se expresó anteriormente que si no hay acción correctiva no existe control. Por lo tanto, los informes de costos deben presentarse de tal manera que se puedan apreciar claramente las causas de las desviaciones, los responsables de las mismas y las medidas que puedan adoptarse para corregirlas.